

**Università degli Studi di Brescia  
Università degli studi di Trento**

---

**FACOLTÀ DI INGEGNERIA**  
Corso di Dottorato in Structural Engineering  
Modelling, Preservation and Control of Materials and Structures

TESI DI DOTTORATO

**Il ritorno della terra cruda per l'edilizia  
sostenibile: la duttilità dei tamponamenti  
negli edifici soggetti a sisma**

Candidato:  
**Nicola Bettini**

Relatori:  
**Prof. E. P. Giuriani**  
**Prof. G. A. Plizzari**

---

**Anno Accademico 2009-2010  
Ciclo XXII**

## Sommario

Everything should be made as simple as possible, but not simpler.

---

Albert Einstein

La problematica dell'interazione tra telai e tamponamenti per strutture site in zona sismica è di grande attualità per le notevoli implicazioni di sicurezza che ne derivano. Se da un lato i tamponamenti, ritenuti elementi non strutturali - ma di fatto lo sono a tutti gli effetti - garantiscono spesso il soddisfacimento delle richieste sismiche in edifici di vecchia concezione, altrettanto spesso sono causa di comportamenti non adeguati e talvolta particolarmente pericolosi anche in costruzioni recenti.

La presenza di tamponamenti, rigidi e fragili se realizzati secondo la tecnica attualmente più diffusa in Italia, modifica sostanzialmente la risposta sismica delle strutture, andando ad invalidare gran parte delle ipotesi progettuali normalmente adottate. Immaginare edifici senza tamponamenti è tuttavia impossibile per le necessità, sempre più stringenti, di limitazione dei costi di climatizzazione per il settore residenziale.

Al fine di conciliare queste esigenze contrastanti, nel corso della tesi si è valutata la possibilità di realizzare tamponamenti deformabili e duttili, in grado di assecondare le richieste di spostamento delle strutture progettate secondo i più recenti criteri di costruzione in zona sismica, scegliendo la debolezza



meccanica come idea di base, ottenuta grazie ad una tecnica costruttiva di semplice applicazione e ad una scelta attenta dei materiali.

L'obiettivo di forzare un quadro di danno progettabile e compatibile con esigenze di riutilizzo dei tamponamenti, andando a privilegiare comportamenti duttili a scapito di meccanismi fragili, è stato perseguito attraverso l'inserimento di linee di debolezza fisicamente connotate, in grado di interrompere la continuità dei pannelli, lungo cui si potesse manifestare scorrimento attritivo (duatile e stabile).

Particolare attenzione è stata dedicata al possibile utilizzo della terra cruda, con finalità deliberatamente strutturali, per poterne sfruttare le caratteristiche meccaniche, ritenute insufficienti o scadenti per altre applicazioni. Aspetti legati alla sostenibilità o alle prestazioni termoigrometriche sono passati in secondo piano rispetto a cedevolezza e debolezza.

La fattibilità dell'idea è stata indagata in fase iniziale attraverso lo studio del comportamento a taglio di giunti di muratura realizzata con mattoni di terra cruda. Successivamente, il campo di indagine è stato ampliato a quattro soluzioni di tamponamento di un portale in acciaio in scala reale, costruite secondo tecnica tradizionale e con partizioni interne, in terra cruda o laterizio forato.

I risultati sperimentali sono stati estesi per via numerica - attraverso due tecniche di modellazione - a condizioni e geometria differenti da quelle indagate in precedenza, per comprendere quanto bene parametri calibrati localmente potessero predire la risposta globale e le eventuali semplificazioni ottenibili dalla partizione dei pannelli.

Infine, è stato valutato il possibile utilizzo di tamponamenti in terra cruda con partizioni per strutture in legno a nodi duttili, ritenute un *target* ideale per vari aspetti, tra cui la compatibilità dei materiali, la possibilità fisica di garantire inerzia termica e quella meccanica di fornire rigidità e potenziale dissipazione di energia sismica.

## Summary

The interaction between frames and infills in case of earthquake is a topic of great significance in structural engineering. Infills, often considered non-structural elements, in fact behave as they were. Sometimes they make *low engineering* buildings behave better than one would expect, other times they are responsible of rather bad seismic performances even in recently built constructions.

Infills, often stiff and brittle if constructed with common fired bricks and strong mortar, are able to change to a great extent the seismic structural response, invalidating many of the basic design assumptions.

Nevertheless, it is not possible to think of buildings without infills, due to the requirement of controlling energy consumption for residential climate control.

To overcome this problem, the possibility of assembly ductile infills was investigated in the current thesis. The basic idea was to use weakness as the main tool, pursued both through the choice of materials and the proposal of a new, simple though effective building technique.

Particular attention was devoted to *adobe* (earthen bricks) infills, specifically chosen in a structural perspective to take advantage of the intrinsic weakness, often unacceptable for other applications.

Sustainability and thermo-hygrometric performances are considered important characteristics, even though background themes in comparison with weakness, according to the main perspective of this research work.

The aim of the research was to evaluate the possibility of forcing a predefined damage pattern, consistent with reuse requirements, by means of ductile mechanisms. The *modus operandi* was to lay weak (horizontal) surfaces in the panels, breaking their continuity to allow a frictional, stable and ductile sliding to take place.

The idea was investigated both numerically and experimentally. During a first phase, shear behavior of mud mortar joints was tested. Then, four full scale panels, confined by a steel frame, were subjected to lateral cyclic load. The four tests differed both in building technique, traditional or with internal partitions, and in material, hollow clay bricks or *adobes*.

The experimental work was then extended numerically by means of FE analysis (through two modeling techniques) to different geometrical and mechanical situations. Attention was focused on the role of partitions in the structural response and on the possibility of capturing global behavior through a local calibration (on small assemblies) of model parameters.

As a conclusion, the use of partitioned *adobe* infills was proposed in association with ductile timber frames because of the compatibility of materials. The solution may provide adequate stiffness and energy dissipation in case of earthquake. Moreover, this kind of buildings usually suffer for a lack of summer thermal insulation: the addition of mud infilling would improve such a performance.

## Ringraziamenti

Un sentito ringraziamento, va alla Confartigianato di Brescia, che ha sostenuto quella che potrebbe essere definita una “ricerca di base”, ed ha permesso una gestione libera della stessa.

Un grazie ai tutor prof. E. P. Giuriani e G. A. Plizzari, perchè preziose guide e punti di riferimento sicuri anche in un ambito poco battuto dalla ricerca.

Un pensiero grato a tutti i ricercatori del gruppo di tecnica delle costruzioni del DICATA per il sostegno e la collaborazione nello svolgimento della tesi, Ingg. A. Marini, G. Metelli, F. Minelli e M. Preti. Oltre a loro vorrei ricordare il prof. Riva e l'ing. Mazzù.

Un abbraccio forte ai colleghi ed amici che hanno condiviso tensioni e riflessioni, pause, inquietudini e gioia e molto altro: gli ingg. Sala, Cominoli, Tiberti e Germano, Nannei, Belleri, Zanotti, Cadei e Tomasoni.

Non è possibile dimenticare tutti i tecnici del Laboratorio di prove dei Materiali P. Pisa. Un grazie particolare ai sigg. Martinelli, Fiorillo, Caravaggi e Botturi.

Grazie anche a tutti i ragazzi che, oggi ingegneri, mi hanno accompagnato in questo cammino: Bellini, Brocchetti, Capuzzi, Guarisco, Mezzana, Monteverdi, Salvadori e Talom.

Alla mia famiglia va una dedica particolare perchè non ha mai smesso di credere in me, di mostrarmi un grande affetto, e mi ha assecondato in una scelta non facile: a mamma, papà, Silvia, Marco, Sara e... Toby.

Infine, un grazie di cuore per il sostegno nei momenti più bui, quando lo sconforto sembrava aver preso il sopravvento, a Elisa, perchè mi ha sempre dato la forza di continuare fino alla fine.

A grateful thank to Prof. Langenbach, because of his “dialectic” approach.

<b>Sommario</b>	<b>I</b>
<b>1 Introduzione</b>	<b>1</b>
<b>2 Stato dell'arte</b>	<b>7</b>
2.1 Tecniche costruttive "antisismiche" storiche . . . . .	9
2.1.1 Panoramica generale . . . . .	9
2.1.1.1 Tecniche costruttive in Portogallo . . . . .	9
2.1.1.2 La <i>casa baraccata</i> in Italia. . . . .	11
2.1.1.3 Tecniche costruttive in Turchia . . . . .	12
2.1.1.4 Il <i>Fachwerk</i> e la <i>Log house</i> . . . . .	15
2.1.1.5 Tecnica costruttiva dell'isola di Lefkas, Grecia	16
2.1.1.6 Tecniche costruttive in Kashmir . . . . .	18
2.1.1.7 Tecniche costruttive nel Centro e Sud America	19
2.1.1.8 Il <i>Chicago Frame</i> in USA . . . . .	21
2.1.2 Sperimentazioni recenti su tecniche costruttive tradizionali	22
2.2 Interazione telai tamponamenti . . . . .	27
2.2.1 Aspetti pratici e progettuali . . . . .	28
2.2.2 Studio dell'interazione telaio-tamponamento . . . . .	36
2.2.2.1 Evidenze sperimentali . . . . .	37
2.2.2.2 Evidenze numeriche . . . . .	56
2.2.2.3 Influenza delle aperture sull'interazione nel piano	62

2.2.2.4	Interazione fuori piano . . . . .	66
2.2.3	Modellazione dell'interazione telaio-tamponamento alla macroscala . . . . .	67
2.2.3.1	Trattazione analitica di base - modelli semplici	68
2.2.3.2	Trattazione analitica avanzata - modelli evolutivi	74
2.2.4	Metodi di progettazione agli spostamenti . . . . .	78
2.2.4.1	<i>Direct Displacement Based Design</i> . . . . .	79
2.2.4.2	Applicazione <i>DBD</i> a strutture tamponate . . .	81
2.3	Comportamento murature . . . . .	83
2.3.1	Comportamento globale e locale . . . . .	83
2.3.1.1	Comportamento a taglio in piano . . . . .	84
2.3.1.2	Comportamento in compressione . . . . .	87
2.3.1.3	Comportamento a trazione . . . . .	90
2.3.1.4	Comportamento a taglio di giunti . . . . .	91
2.3.2	Modellazione EF della muratura . . . . .	99
2.3.2.1	Modelli alla microscala semplificata . . . . .	99
2.3.2.2	Modelli continui alla macroscala . . . . .	104
2.4	La terra cruda: materiale da costruzione . . . . .	108
2.4.1	Tecniche costruttive in terra cruda . . . . .	111
2.4.2	La terra cruda: storia, architettura e trattativa . . . .	112
2.4.3	Proprietà meccaniche del materiale terra cruda . . . . .	120
2.4.3.1	Proprietà meccaniche della terra cruda naturale	121
2.4.3.2	Proprietà meccaniche della terra cruda stabi- lizzata . . . . .	123
2.4.3.3	Proprietà meccaniche della terra cruda con rin- forzo fibroso . . . . .	126
2.4.3.4	Proprietà meccaniche della terra cruda stabi- lizzata e con rinforzo fibroso . . . . .	127
2.4.4	Proprietà meccaniche di assemblaggi in terra cruda . . .	129
2.4.5	Comportamento sismico costruzioni in terra cruda . . .	131
<b>3</b>	<b>Caratterizzazione materiale ed assemblaggi in terra cruda</b>	<b>133</b>
3.1	Prove di compressione e trazione sui materiali . . . . .	134
3.1.1	Malte di terra cruda . . . . .	135
3.1.1.1	Prove di flessione . . . . .	136

3.1.1.2	Prove di compressione . . . . .	138
3.1.2	Mattoni in terra cruda . . . . .	140
3.1.2.1	Prove di flessione . . . . .	141
3.1.2.2	Prove di compressione . . . . .	142
3.2	Prove di compressione su assemblaggi di muratura . . . . .	144
3.2.1	Geometria provini, strumentazione, modalità di prova .	145
3.2.2	Compressione perpendicolare ai letti di malta; mattoni CNLM . . . . .	147
3.2.3	Compressione parallela ai letti di malta; mattoni CNLM	152
3.2.4	Compressione perpendicolare ai letti di malta; mattoni CLM . . . . .	156
3.3	Resistenza a taglio di giunti . . . . .	156
3.3.1	Descrizione banco di prova e <i>test setup</i> . . . . .	159
3.3.1.1	Applicazione azione tagliante . . . . .	160
3.3.1.2	Applicazione precompressione . . . . .	162
3.3.2	Prove a taglio . . . . .	162
3.3.2.1	Prove preliminari monotone a dilatazione im- pedita . . . . .	162
3.3.2.2	Prove preliminari cicliche a dilatazione impedita	165
3.3.2.3	Prove preliminari cicliche a precompressione costante . . . . .	169
3.3.2.4	Prove cicliche con vincolo normale elastico . .	171
3.4	Riepilogo . . . . .	176
3.5	Conclusioni . . . . .	179
<b>4</b>	<b>Sperimentazione su tamponamenti in scala reale</b>	<b>181</b>
4.1	Presupposti teorici alla base del modello . . . . .	182
4.2	Descrizione campioni testati . . . . .	184
4.2.1	Telaio base . . . . .	185
4.2.2	Laterizio tradizionale . . . . .	186
4.2.3	Laterizio 2 partizioni . . . . .	187
4.2.4	Terra cruda tradizionale . . . . .	187
4.2.5	Terra cruda 3 partizioni . . . . .	188
4.3	Sistemi di contrasto, carico e strumentazione . . . . .	190
4.4	Risultati prove sperimentali . . . . .	194



4.4.1	Telaio nudo . . . . .	194
4.4.2	Laterizio tradizionale . . . . .	194
4.4.3	Laterizio 2 partizioni . . . . .	199
4.4.4	Terra cruda tradizionale . . . . .	202
4.4.5	Terra cruda 3 partizioni . . . . .	209
4.5	Confronto risultati . . . . .	213
4.6	Considerazioni tecniche sui tamponamenti in terra cruda . . . . .	216
4.7	Conclusioni . . . . .	217
<b>5</b>	<b>Simulazioni numeriche scala locale</b>	<b>219</b>
5.1	Modelli microscala semplificata . . . . .	221
5.1.1	Descrizione modello . . . . .	222
5.1.2	Considerazioni preliminari sulle analisi . . . . .	225
5.1.3	Confronto numerico-sperimentale per tamponamenti in terra cruda . . . . .	225
5.1.3.1	Tecnica costruttiva tradizionale . . . . .	225
5.1.3.2	Tecnica costruttiva con partizioni . . . . .	228
5.1.4	Estensione a tamponamenti in laterizio . . . . .	230
5.1.5	Considerazioni parziali . . . . .	234
5.2	Modelli macroscale locale . . . . .	236
5.2.1	Analisi materiali lineari . . . . .	237
5.2.1.1	Descrizione modello . . . . .	237
5.2.1.2	Effetto partizioni . . . . .	238
5.2.1.3	Influenza modulo elastico tamponamento . . . . .	240
5.2.1.4	Influenza altri parametri . . . . .	245
5.2.1.5	Considerazioni parziali . . . . .	245
5.2.2	Analisi materiali non-lineari . . . . .	247
5.2.2.1	Descrizione modello e materiali . . . . .	248
5.2.2.2	Validazione modello materiale . . . . .	250
5.2.2.3	Effetto presenza partizioni . . . . .	255
5.2.2.4	Effetto materiale resistente a trazione . . . . .	260
5.2.2.5	Considerazioni energetiche . . . . .	262
5.2.2.6	Influenza dilatanza . . . . .	264
5.2.2.7	Parametri essenziali per la definizione del ma- teriale . . . . .	264

---

5.2.2.8	Altri parametri del modello . . . . .	267
5.2.2.9	Effetto geometria e meccanica telaio . . . . .	270
5.3	Conclusioni . . . . .	272
<b>6</b>	<b>Simulazioni numeriche scala globale</b>	<b>277</b>
6.1	Modello e sollecitazioni . . . . .	279
6.1.1	Introduzione - caso esame . . . . .	279
6.1.2	Modellazione dei nodi con elementi ad inelasticità local- izzata . . . . .	281
6.1.3	Modellazione isteretica tamponamenti . . . . .	283
6.1.4	Influenza aperture su curve di involuppo . . . . .	283
6.1.5	Descrizione sollecitazioni . . . . .	286
6.2	Risposta traslatoria - edificio regolare in pianta . . . . .	287
6.2.1	Risposta telaio nudo . . . . .	288
6.2.2	Irregolarità in elevazione da tamponamenti . . . . .	292
6.2.2.1	Effetto su richiesta di spostamento . . . . .	293
6.2.2.2	Effetto su richiesta di duttilità locale . . . . .	299
6.2.3	Effetto tamponamenti attraverso incremento di smorza- mento viscoso equivalente $\xi$ . . . . .	302
6.2.4	Intensità sismica e risposta strutturale di edificio tam- ponato . . . . .	305
6.2.4.1	Evento <i>LPR</i> . . . . .	305
6.2.4.2	Evento <i>ART1</i> . . . . .	310
6.2.5	Comportamento elastico non-lineare dei nodi . . . . .	312
6.2.6	Tamponamenti duttili in strutture irrigidite attraverso sistemi di controvento . . . . .	320
6.3	Risposta torsionale - edificio irregolare in pianta . . . . .	325
6.3.1	Considerazioni introduttive sul modello . . . . .	326
6.3.2	Risultati preliminari analisi modale . . . . .	327
6.3.3	Irregolarità in pianta da tamponamenti . . . . .	328
6.4	Conclusioni . . . . .	336
	<b>Conclusioni</b>	<b>341</b>

<b>A Esperienze sul materiale terra cruda in Paesi in Via di Sviluppo</b>	<b>347</b>
A.1 Introduzione al problema . . . . .	347
A.2 Caso studio 1 . . . . .	348
A.3 Caso studio 2 . . . . .	350
<b>B Comportamento energetico degli edifici</b>	<b>355</b>
B.1 Introduzione storica al problema energetico . . . . .	355
B.2 Storia delle normative energetiche in Italia . . . . .	356
B.2.1 Legge 615/66 . . . . .	356
B.2.2 Legge 373/76 . . . . .	357
B.2.3 Legge 10/91 e DM 27 luglio 2005 . . . . .	357
B.2.4 Decreto Legislativo 192/05 e Decreto Legislativo 311/06 . . . . .	357
B.3 Valutazione del comportamento energetico degli edifici . . . . .	359
B.3.1 Panorama europeo . . . . .	359
B.3.2 Panorama italiano . . . . .	362
B.4 Proprietà energetiche ed igrometriche della terra cruda . . . . .	369
B.5 Comfort abitativo di costruzioni in terra cruda . . . . .	373
<b>C Altri risultati analisi numeriche</b>	<b>375</b>
C.1 Analisi materiali lineari <i>Abaqus</i> . . . . .	375
C.2 Analisi materiali non-lineari <i>Abaqus</i> . . . . .	378
<b>D Calibrazione parametri materiali non-lineari DIANA</b>	<b>387</b>
D.1 Compressione perpendicolare e parallela ai letti di malta . . . . .	388
D.2 Comportamento a trazione muratura terra cruda . . . . .	389
D.3 Comportamento a taglio doppietti muratura terra cruda . . . . .	391
<b>Bibliografia</b>	<b>395</b>

Un ubriaco, di notte, si mette a cercare una chiave sotto un lampione. Arriva un tale che lo aiuta ma, non trovando nulla, gli chiede se è proprio sicuro di aver perso lì la chiave. L'ubriaco risponde: no, non sono affatto sicuro, ma è qui che c'è luce.

---

Sono numerosi gli eventi catastrofici che vedono protagoniste strutture mal concepite e scuotono la coscienza collettiva, evidenziando ancora una volta la necessità di affinare gli strumenti di progettazione e di verifica disponibili.

Molte delle problematiche si manifestano in situazioni estreme di origine varia (sismi, cedimenti strutturali, eventi atmosferici di grande intensità, ecc.); l'impossibilità di prevedere con esattezza le caratteristiche delle specifiche sollecitazioni porta spesso a progetti non adeguati. Di fronte a situazioni non preventivabili, la risposta più naturale è quella di proporre duttilità e ridondanza strutturale come concetti alla base progettazione.

Il terremoto è - attualmente, nel contesto geografico italiano (e non solo) - l'evento che per ricorrenza e danni indotti mette più a dura prova il costruito in generale. Anche i sismi più recenti hanno mostrato come ci sia una discrepanza tra il comportamento strutturale ipotizzato e quello effettivamente esibito. Edifici concepiti per essere duttili si comportano talvolta in maniera

inspiegabilmente fragile. Parte della responsabilità di queste manifestazioni è da imputare ad una povertà di dettagli costruttivi e, talvolta, ad una scelta di materiali troppo “parsimoniosa”; tuttavia il ruolo dei tamponamenti è spesso centrale per spiegare *debacles* strutturali.

Se la parola d’ordine della progettazione sismica è duttilità, ottenibile grazie allo sfruttamento di meccanismi stabili e dissipativi (quali quelli plastici flessionali) ed all’inibizione di meccanismi fragili (criterio della gerarchia delle resistenze), la presenza di tamponamenti va ad alterare gli i cinematismi strutturali ipotizzati, con conseguenze anche gravissime (Figura 1.1).



Figura 1.1: Effetti del terremoto di Gölcük su strutture simili a telaio: nuda (sx) e tamponata (dx).

Molto spesso i tamponamenti, ritenuti (involontariamente) o considerati (deliberatamente) elementi non strutturali, vengono esclusi dalla progettazione sismica. Tuttavia, almeno nelle fasi iniziali di vibrazione, essi dominano il comportamento globale: l’edificio si comporta non come un telaio nudo, ma come una scatola, molto più rigida e talvolta irregolare del telaio, soggetta a sollecitazioni notevolmente superiori<sup>1</sup>, gran parte delle quali viene ad es-

---

<sup>1</sup>Soprattutto se il progetto sismico è allo Stato Limite Ultimo con spettro di risposta ridotto dal coefficiente di struttura.

sere incassata dai tamponamenti stessi (più rigidi degli elementi del telaio), generalmente fragili.

Una volta superata la propria capacità i tamponamenti perdono l'integrità secondo modi dipendenti dalle caratteristiche geometriche e meccaniche dei materiali costituenti, andando a pregiudicare lo sviluppo dei cinematici globali ipotizzati in fase di progetto a causa della tendenza a localizzare la richiesta di deformazione su pochi elementi "sismoresistenti", spesso tutti allo stesso piano (meccanismo di piano debole).

Il problema di fondo dell'interazione nasce quindi dall'incompatibilità deformativa di telai e tamponamenti (anche in strutture a setti di controvento). Tale problematica è accentuata dall'uso di malte in cemento ad alta resistenza e di mattoni cotti forati, dal comportamento ortotropo/anisotropo, che nel complesso conferiscono al tamponamento un'elevata rigidità, ma altrettanta fragilità con implicazioni di sicurezza e strutturali.

D'altro canto, i tamponamenti sono di fondamentale importanza nel caso di eventi sismici di intensità moderata, perchè proteggono gli elementi primari dal danneggiamento.

Se in teoria, per quel che concerne le richieste prettamente strutturali/sismiche, i tamponamenti dovrebbero e potrebbero essere eliminati<sup>2</sup>, le problematiche relative alla progettazione integrata con altre discipline, quali l'architettura e la fisica tecnica, ne rendono impossibile l'esclusione.

Stante il crescente peso delle implicazioni ecologiche sulla progettazione in termini di prestazioni termiche degli edifici, pensare di eliminare i tamponamenti è impossibile; soprattutto in climi caldi, dove l'inerzia termica gioca un ruolo centrale, un involucro spesso e massivo può portare benefici notevoli.

La diffusione su vasta scala di materiali resistenti a trazione, quali acciaio e *c.a.*, accompagnata da tendenze architettoniche "moderne", ha liberato la progettazione dai vincoli imposti dalle pesanti strutture murarie dei secoli passati, che tuttavia portavano in dote una elevata capacità di isolamento termico soprattutto nella stagione estiva.

---

<sup>2</sup>Il controllo dello spostamento operato dai tamponamenti per sollecitazioni compatibili con *SLD* è un contributo reale, ma se non viene considerato a livello normativo obbliga comunque a garantire il rispetto delle prescrizioni in merito attraverso gli elementi "strutturali".

Cercare di equilibrare queste esigenze contrastanti non è facile. Spesso è possibile rinunciare ad uno degli aspetti presentati, scegliendo un criterio “di sicurezza” più che economico, talvolta sulla scorta dell’emozione generata da eventi particolari: l’ideale di un edificio massivo nell’involucro, ma duttile strutturalmente, è l’obiettivo prefissato.

In questo senso può venire in aiuto la storia delle costruzioni, attraverso l’analisi di soluzioni semplici ma che hanno saputo resistere al banco di prova del tempo. Le tecniche “antisismiche” storiche, diffuse in tutto il mondo e nate spesso indipendentemente l’una dall’altra sulla base dell’esperienza diretta sul campo nella fase post-sismica, possono fornire una risposta al desiderio di conciliare massa e prestazione sismica. Il tratto comune di questi edifici sembra essere la volontà di dominare il panorama fessurativo attraverso una diffusa interruzione della continuità materica degli elementi strutturali secondari, i tamponamenti dell’ottica moderna.

L’idea che è stata esplorata nel corso del lavoro di ricerca è se sia possibile realizzare delle strutture tamponate “massivamente” con materiale a basso impatto ambientale globale, in grado al contempo di comportarsi adeguatamente nel corso di eventi sismici.

Con queste finalità si è deciso di sperimentare la terra cruda, intesa come materiale da utilizzare per la realizzazione di murature di tamponamento<sup>3</sup> di sistemi primari resistenti ai carichi verticali e laterali.

La scelta di associare la terra cruda a materiali da costruzione ritenuti più nobili cui demandare l’azione resistente primaria (acciaio, *c.a.*, legno), è dettata dalla debolezza meccanica del materiale che, di fatto, limiterebbe la possibile altezza di strutture in terra non stabilizzata<sup>4</sup> ad uno o due piani al massimo, per i quali la problematica sismica non è portata all’estremo.

Nell’ottica della sostenibilità, l’utilizzo di materiali naturali non trattati, quali la terra cruda, potrebbe configurarsi come una possibilità interessante.

La soluzione di tamponamento proposta potrebbe permettere l’omissione dei tamponamenti dalle analisi strutturali di edifici in acciaio o *c.a.*, giustificata

---

<sup>3</sup>Posta in opera attraverso una tecnica che trasformi queste pareti “non strutturali” in meccanismi dissipativi stabili.

<sup>4</sup>Intendendo con ciò terre crude non additivate da stabilizzanti chimici quale calce, gesso, cemento, per cui l’azione legante è affidata all’attrazione elettrostatica dei fillosilicati di argilla.

dal fatto che, effettivamente, l'interazione con la struttura è trascurabile da un punto di vista ingegneristico<sup>5</sup>.

Nel caso di strutture in legno, la terra cruda potrebbe essere il tamponamento ideale per l'incremento di rigidità e di potenziale dissipazione di energia sismica, nonché per la compatibilità igrometrica e meccanica con gli elementi strutturali primari.

La struttura della tesi segue un percorso concettuale che parte dalla conoscenza locale del comportamento della terra cruda fino ad arrivare alla configurazione di una possibile situazione strutturale, utilizzando sia strumenti numerici che sperimentali, cercando un appoggio nelle conoscenze generali reperibili in letteratura.

Il Capitolo 2 è quindi dedicato allo stato dell'arte, e tocca una ampia panoramica di argomenti di carattere architettonico, strutturale, numerico, storico, materico; la vasta prospettiva è finalizzata alla conoscenza di strumenti e tecniche di indagine consolidate in altri campi della tecnica delle costruzioni che possano essere adattati alla terra cruda.

Il Capitolo 3 è dedicato allo studio di piccoli assemblaggi in terra cruda, sottoposti a sollecitazioni semplici di taglio e compressione, principalmente per calibrare le caratteristiche meccaniche delle prove sperimentali su tamponamenti in scala reale ed i parametri di base per le analisi numeriche.

Il Capitolo 4 confronta i risultati sperimentali di quattro soluzioni di tamponamento differenti per materiali (laterizio tradizionale forato e terra cruda) e tecnica costruttiva (tamponamenti continui e partiti internamente), all'insegna della ricerca della debolezza strutturale come soluzione ottimale per pareti costruite in zona sismica.

Il Capitolo 5 amplia a condizioni geometriche e strutturali diverse i risultati ottenuti per soluzioni in terra cruda nei capitoli precedenti attraverso simulazioni numeriche, affrontate secondo due tecniche di modellazione differenti.

Il Capitolo 6 è invece dedicato alla simulazione del possibile effetto di un tamponamento in terra cruda sul comportamento strutturale di un edificio a telaio pesante in legno con plasticità concentrata nei nodi, particolarmente deformabile e termicamente poco adeguato a climi caldi.

---

<sup>5</sup>E si ignora comunque un meccanismo stabile e duttile, senza i rischi di localizzazione derivati dalla eventuale fragilità degli elementi.



L'Appendice *A* è dedicata allo studio della possibilità di stabilizzazione della terra cruda per l'utilizzo strutturale in Paesi in Via di Sviluppo, dove alle esigenze prettamente statiche si somma la necessità di protezione di fronte agli eventi meteorici.

L'Appendice *B* presenta una rapida contestualizzazione del problema energetico degli edifici.

Le Appendici *C* e *D* contengono materiale relativo alle analisi numeriche del Capitolo 5, omissso per questioni di leggibilità e di snellezza esplicativa.

## Stato dell'arte

The composite behavior of an infilled frame is a complex statically indeterminate problem. The frame, while directly carrying some of the load, primarily serves to transfer and distribute the major part of the load to the infill. The stiffness response of the infill is influenced, to a considerable extent, by the way in which the frame distributes the load to it and, simultaneously, the frame's contribution to the over-all stiffness is affected by the change in its mode of distortion, as a result of the reaction of the infill.

---

Bryan Stafford Smith

Le implicazioni sismiche di soluzioni energeticamente adeguate di tipo massivo sono in genere dannose. Le masse aggiunte sono infatti un peso che accelerato dal terremoto e che dovrebbe essere incassato dagli elementi a ciò preposti.

In Italia, tra le tecniche costruttive più diffuse vi è quella a telaio (generalmente in *c.a.*) tamponato (generalmente in laterizio forato), ove quest'ultimo viene costruito in aderenza al primo senza connessioni di sorta. Problemi

non banali nascono dall'interazione di queste due entità, l'una strutturale deformabile, l'altra considerata non strutturale, ma di fatto parte integrante della struttura, molto rigida e quindi comunque sollecitata nel caso di eventi sismici.

Sebbene l'utilizzo - come sistema sismoresistente primario - di muri a taglio in *c.a.* tenda a dare strutture più rigide rispetto ai telai, il problema dei tamponamenti sussiste poichè, ad esempio, questi possono generare irregolarità geometriche in pianta o elevazione, e si danneggiano qualora non siano in grado di assecondare le deformazioni strutturali imposte. Proprio il comportamento fragile dei tamponamenti può comportare rischi per l'incolumità degli utenti in condizioni presumibilmente lontane dal collasso della struttura portante (ad esempio, per ribaltamento fuori piano in seguito a collasso in piano), oppure configurare situazioni particolari (amplificazione della risposta torsionale, meccanismi di piano debole) che sollecitano l'intera struttura in modo inatteso. D'altro canto, in caso di sollecitazioni di entità limitata, spesso i tamponamenti stessi giocano un ruolo fondamentale nel controllo degli spostamenti della struttura, grazie alla protezione offerta agli elementi primari.

Nel seguito si presenta una panoramica generale sullo stato dell'arte in merito al "problema dei tamponamenti" ed alle conoscenze acquisite sulla terra cruda come materiale da costruzione, propedeutico alle sperimentazioni ed alle simulazioni numeriche dei capitoli successivi ed utile per un giudizio accurato sulle potenzialità del costruito in crudo.

L'organizzazione dell'esposizione cerca di seguire un filo logico, secondo quattro direttrici principali: le tecniche costruttive antisismiche storiche, le conoscenze strutturali ottenute per via sperimentale e numerica del problema sismico dei tamponamenti, una raccolta di dati circa il comportamento meccanico della terra cruda come materiale da costruzione ed alcuni esempi di architettura in terra. Una coincisa panoramica del comportamento energetico degli edifici, in termini normativi ed applicativi, è riportata in Appendice B.

## 2.1 Tecniche costruttive “antisismiche” storiche

Nel corso dei secoli, il problema della costruzione di edifici antisismici è stato affrontato in molti modi differenti, giudicati dal banco di prova della storia.

Si riporta una rapida panoramica di varie tecniche costruttive, lontane nello spazio e talvolta nel tempo ma profondamente interconnesse, per meglio comprendere come le idee sviluppate nel corso della tesi non rappresentino una novità strutturale assoluta. Vengono infatti riprese conoscenze passate, maturate sul campo attraverso l’attenta osservazione del comportamento strutturale degli edifici, che sembrano essere state dimenticate al giorno d’oggi.

### 2.1.1 Panoramica generale

Le costruzioni storiche in zone sismicamente attive giunte ai giorni nostri sono l’esempio più lampante dell’efficacia delle soluzioni adottate. La panoramica che segue parte dal contesto europeo per ampliare gli orizzonti fino all’Asia ed al Centro-Sud America. Quello che risulta sorprendente è constatare come tecniche simili si siano sviluppate, in apparenza indipendentemente l’una dall’altra, in varie parti del mondo. Il tratto comune delle tecniche analizzate sembra essere la capacità di controllare il processo fessurativo, attraverso l’interruzione della continuità degli elementi strutturali.

È tuttavia necessario considerare sin da ora un fatto: le tecniche storiche presentate sembrano concettualmente più affini, da un punto di vista strutturale, a murature rinforzate per limitare i modi di collasso tipici di questo elemento strutturale<sup>1</sup>(principalmente il ribaltamento fuori piano); nel corso della tesi la muratura fungerà invece da tamponamento per una struttura sismoresistente primaria.

#### 2.1.1.1 Tecniche costruttive in Portogallo

La nascita di una tecnica costruttiva consapevolmente antisismica, in Europa, risale probabilmente alla fine del *XVIII* secolo, quando l’1 novembre 1755 un terremoto devastante colpì il Portogallo, con epicentro in Lisbona, ed interessò

---

<sup>1</sup>Spesso gli edifici venivano legati (*lacing*) tramite elementi in legno, per conferire loro un comportamento unitario; la tradizione è stata consolidata in 9000 anni di storia (Hughes (2000)).

un'area di  $11 \cdot 10^6 \text{ km}^2$ . La scossa principale raggiunse 9 gradi sulla scala Richter e causò un'onda anomala di 15 m. Nella capitale portoghese il bilancio fu di 60 – 90.000 vittime su un totale di 275.000 abitanti. L'episodio scosse la coscienza europea, in pieno Illuminismo, con implicazioni socio-filosofiche importanti (l'episodio è narrato anche da Voltaire nel *Candide* ed è pretesto per una polemica dello stesso con Rousseau in *Poème sur le désastre de Lisbonne* ed in genere con la filosofia di Leibniz, Pope e Wolff).

Il timore di nuove scosse portò a cambiare, con un intervento programmato e razionale, l'assetto urbanistico della città e ad adottare una nuova tecnica costruttiva antesignana del *balloon frame*, la *gaiola pombalina* (Byrne (1986)); la tecnica adottata fu deliberatamente scelta perchè ritenuta antisismica. Il sistema sismoresistente venne ottenuto tramite telai tridimensionali in legno, controventati con elementi in legno e tamponati con pietra o laterizio (nelle tipologie, coesistenti nelle costruzioni, di *gaiola*, *frontal e tabique*; Figura 2.1); questo telaio, nascosto sotto un paramento in pietra costituente la facciata degli edifici, era comunque in grado di garantire un comportamento unitario alla struttura, evitando modi di collasso locali delle facciate. Le pareti esterne in pietra vennero collegate mediante connessioni metalliche alle pareti interne, a queste perpendicolari, che funsero quindi da controventi duttili.

Inoltre la nuova tecnica modificò le frequenze strutturali abbassando il periodo proprio<sup>2</sup>, con prevenzione dei modi locali grazie alla limitazione (del 70 %) della possibilità di deformazione fuori piano, ed aumentò l'energia dissipata istereticamente per attrito grazie allo scorrimento relativo tra legno dei telai e tamponamenti (Cardoso e altri (2004)).

Molto probabilmente, l'ispirazione della tecnica venne dall'osservazione che le costruzioni tipo *half-timber*, più deformabili, avevano resistito meglio al sisma del 1755, contrariamente a quanto atteso dai cronisti dell'epoca (Langenbach (2006)).

Edifici di 5–6 piani realizzati attraverso le tecniche accennate sono tuttora esistenti in Lisbona.

---

<sup>2</sup>Risultati ottenuti attraverso analisi numeriche.



Figura 2.1: Costruzione pombalina del XVIII secolo, Langenbach (2006).

### 2.1.1.2 La casa baraccata in Italia.

La tecnica costruttiva della *casa baraccata* si sviluppò in Calabria dopo la serie di terremoti che colpì la regione nel 1783 (Tobriner (1997)). Nella particolare situazione si intuì come fosse necessario dare agli edifici un comportamento unitario in caso di sisma, ottenibile, con i materiali allora disponibili, solo attraverso strutture in legno.

La difficoltà nel reperire il materiale portò ad un sistema misto pietrame-legno (idea mutuata da Romani e Cretesi), comunque differente dalla *gaiola pombalina*; le scelte tecniche palesano una profonda comprensione dei meccanismi di collasso indotti dal sisma: dalla leggerezza dei tetti (contrariamente alla tradizione costruttiva calabrese) alla regolarità in pianta, dalle connessioni tra pareti perimetrali e telai interni alle controventature dei telai stessi (Figure 2.2 e 2.3).

La realizzazione pratica del modello non sortì gli effetti auspicati, in quanto la qualità delle connessioni non fu tale da garantire comportamento unitario all'edificio. Strutture simili analizzate in Guatemala hanno mostrato di non essere in grado di reggere sollecitazioni di elevata intensità (il tamponamento spinge contro i telai provocando il distacco dei controventi diagonali).

Proprio il mancato rispetto di alcune delle disposizioni può essere additato come concausa dei notevoli danni subiti da Reggio Calabria e Messina nel terremoto del 1908 (Barbisan (1997)).

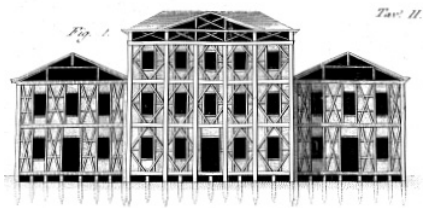


Figura 2.2: La casa sismoresistente di G. Vivenzio, 1783 (Vivenzio, *Istoria de' terremoti*, Tobriner (1997)).



Figura 2.3: Costruzione a telaio ligneo nella fase postsismica del 1908, Barbisan (1997).

### 2.1.1.3 Tecniche costruttive in Turchia

La Turchia è sicuramente una delle zone più soggette a rischio sismico in Europa. La tecnica costruttiva tradizionale turca (Figura 2.4), diffusasi verso Oriente fino all'India con l'espansione dell'impero ottomano, prevede un piano terra in pietrame legato con elementi lignei (tecnica *hatıl*) sul quale appoggiano i piani superiori, realizzati a telai controventati e tamponati (tecnica *himiş*).



Figura 2.4: Costruzione tipica turca-ottomana, Langenbach (2006).

La muratura a più corsi del piano terra veniva legata attraverso legname disposto orizzontalmente, con sovrapposizione negli angoli (Langenbach (2006)).

Lo stile costruttivo turco-ottomano, che prevedeva piani sporgenti rispetto al filo del piano terra, equilibrati da puntoni in appoggio sul muro sottostante, dava stabilità al muro stesso nei confronti del meccanismo di ribaltamento fuori piano. Spesso la tecnica *himiş*<sup>3</sup> veniva utilizzata senza il primo piano in *hatıl*. Il riempimento del telaio in legno poteva anche essere realizzato utilizzando mattoni o pezzi di legno (tecnica *bağdadi*).

Progenitrice della tecnica *hatıl* può essere considerata la tecnica con cui furono erette le mura di Istanbul nel V secolo d.C., caratterizzate da cinture di mattoni differenti per dimensione all'interno della tessitura muraria, con funzione strutturale. Un recente restauro ha riproposto l'effetto ottico della discontinuità soltanto tramite elementi superficiali, con il risultato che, nel 1999, in occasione di un sisma, sono crollate le porzioni restaurate, ma non quelle già

<sup>3</sup>Variante della tecnica chiamata *half-timber* in Gran Bretagna, *colombage* in Francia, *fachwerk* in Germania, *dhajji-dewari* in Kashmir, *bahareque* in centro e sud America.

gravemente deteriorate, vecchie di 1600 anni (Figura 2.5; Langenbach (2006)).



Figura 2.5: Mura di Istanbul dopo il terremoto del 1999; la porzione antica resiste (sx), crolla la porzione restaurata di recente, Langenbach (2006).

Una differente tecnica tradizionale, che ha mostrato un ottimo comportamento in caso di sisma, è la tecnica *dizeme*, in cui il tamponamento è costituito da pezzi di legno inchiodati al telaio (ligneo).

Recentemente queste costruzioni, di cui soprattutto le più antiche realizzate in assoluta assenza di approccio ingegneristico, con dettagli molto poveri, hanno dimostrato di poter contrastare le azioni sismiche talvolta meglio di edifici a telaio in *c.a.* grazie alla notevole duttilità. Alcune precisazioni sono necessarie circa gli edifici in *c.a.* in questione, pesantemente danneggiati dai sismi degli ultimi 15 anni (Gülkan e Langenbach (2004)):

- molti di questi erano di basso livello per *detailing*, qualità dei materiali e delle maestranze;
- telai che hanno effettivamente lavorato a telaio si sono comportati adeguatamente; telai tamponati sono stati spesso notevolmente danneggiati;
- l'altezza media degli edifici era differente: 2 – 3 piani per i “tradizionali”, 5 – 6 per i “moderni”.

Vari autori hanno scritto in merito ai danni registrati in Turchia dalle costruzioni tradizionali nel corso degli eventi sismici degli ultimi 20 anni.

Gülhan e İnci Özyörük (2000) e Doğangün e altri (2006) notano come nei terremoti del 1999 di Kocaeli (più di 18.000 vittime e 300.000 abitazioni danneggiate) e Duzce<sup>4</sup> gli edifici tradizionali, sebbene costruiti con materiali “deboli”, si siano comportati molto meglio di quelli in *c.a.*, soprattutto in

<sup>4</sup> $M_w > 7$ .





Figura 2.6: Costruzione tradizionale affiancata a costruzione in c.a. dopo il terremoto di Duzce 1999, Doğançün e altri (2006).

condizioni ultime (Figura 2.6 e Tabella 2.1). Secondo gli autori, la spiegazione di questa apparente contraddizione risiede nel fatto che il sistema tradizionale è più flessibile e leggero, in grado di incassare deformazioni sfruttando meccanismi dissipativi quali quelli per attrito, stabili sotto sollecitazione ciclica. Proprio questo lavoro accoppiato di telaio e tamponamento evita fenomeni di risonanza alla struttura, conferendo alla stessa valori elevati di coefficiente di smorzamento.

Tabella 2.1: Confronto edifici danneggiati seriamente nei terremoti turchi del 1999, Gülhan e İnci Özyörük (2000).

Sito	edifici in c.a.	edifici tradizionali
Gölcük	60/814	4/789
Adapazari	257/930	0/400

Importante sottolineare che i suddetti meccanismi di danneggiamento, fondamentali in condizioni ultime, si manifestano (con fessurazione lungo le superfici di scorrimento) anche per sollecitazioni di entità più limitata, causando una “percezione del pericolo” forse superiore al pericolo stesso.

Nel 2002 un terremoto meno intenso di quelli del 1999 ( $M_w = 6,3$ ) ha avuto luogo nella provincia di Sultandagi. In occasione del sisma, la maggior

parte degli incidenti, nella regione epicentrale, è stato registrato in costruzioni realizzate con tecnica *himiz* (Erdik e altri (2003)). Alcune delle cause additate sono state il peso eccessivo della struttura in generale e del tetto in particolare (massivo per ragioni di isolamento termico), la cattiva qualità delle connessioni e la mancanza di effetto diaframma di piano, con crolli spesso dovuti al ribaltamento fuori piano delle murature. Nello specifico, i collassi di strutture commerciali in *c.a.*<sup>5</sup> non hanno causato vittime per pura coincidenza (giorno libero per le attività commerciali).

In occasione del terremoto di Bingol (2003,  $M_w = 6,4$ ), Ellul e D’Ayala (2003) hanno asserito esserci una correlazione stretta tra danni agli edifici tradizionali e qualità di realizzazione. È infatti emerso come gli edifici tradizionali abbiano sofferto quando la loro altezza era superiore ai 2 piani. Gli edifici in *c.a.* (telai tamponati con laterizio forato) non hanno sempre mostrato comportamenti adeguati, poichè spesso sono risultati di scarsa qualità, sia dal punto di vista dei materiali, sia per la cattiva progettazione (forti irregolarità geometriche, piano terra debole).

Un aspetto interessante è legato alla bassa duttilità degli edifici moderni *low-engineering*, per i quali nell’evento si è verificata o una situazione di leggero danneggiamento, o di collasso completo, senza comportamenti intermedi.

#### 2.1.1.4 Il *Fachwerk* e la *Log house*

Seppure il Nord dell’Europa non figura tra le regioni a maggior sismicità del pianeta, qui si sono sviluppate delle tecniche costruttive affini a quelle antisismiche dell’area di influenza dell’impero ottomano.

La tipologia *fachwerk* (Figura 2.7), diffusa nei paesi delle aree britannica e scandinava, è caratterizzata da una struttura a pareti portanti dove telaio e tamponamento, controventi e connessioni ad incastro, conferiscono alla struttura notevole rigidità. L’aspetto di maggior interesse, in merito al comportamento sotto carichi orizzontali, è comunque legato alla capacità di dissipare energia per attrito lungo le interfacce legno-laterizio, analogamente alle costruzioni *himiz*. È interessante sottolineare come il sistema strutturale sia duttile nonostante i singoli materiali siano fragili (Ceccotti e altri (2007)).

---

<sup>5</sup>Per collasso degli ancoraggi.

Di origine antichissima, le case di tronchi (*log houses*; Figura 2.8) sono diffuse nell'Europa Centro-Settentrionale. La resistenza alle azioni sismiche è garantita dalla capacità meccanica delle connessioni d'angolo in legno, ad incastro (elementi di connessione in metallo sono poco diffusi per questa tipologia costruttiva). Sebbene le normative non permettano di prendere l'attrito<sup>6</sup> in adeguata considerazione, questi gioca un ruolo importante nel comportamento sotto carichi orizzontali, rendendo la struttura almeno in parte dissipativa (per cui potrebbe essere utilizzato un fattore di struttura  $q = 2$ , anzichè  $q = 1,5$ , Ceccotti e altri (2007)).



Figura 2.7: Tecnica fachwerk, presso Mulhouse (Francia), Ceccotti e altri (2007).



Figura 2.8: Costruzione a tronchi massicci, (Finlandia), Ceccotti e altri (2007).

#### 2.1.1.5 Tecnica costruttiva dell'isola di Lefkas, Grecia

Nell'isola di Lefkas, in Grecia, è stato sviluppato in tempi storici recenti (prima metà del XIX secolo) un concetto costruttivo antisismico che sfrutta favorevolmente le caratteristiche meccaniche di muratura e legno.

Le strutture presentano al piano terra pareti esterne in muratura o pietrame; all'interno di questa muratura portante si colloca un secondo sistema strutturale a pilastri in legno. I piani superiori sono costituiti da telai in legno di cipresso, controventati con diagonali e rinforzati da angolari curvi di olivo (Figura 2.9(a)).

La struttura in muratura è quindi in grado di contrastare i sismi di debole entità; per sollecitazioni di intensità maggiore, la capacità portante rispetto

<sup>6</sup>Generato dallo scorrimento relativo dei tronchi.

ai carichi verticali è assicurata dai pilastri in legno che possono sopporre ad eventuali crolli locali della muratura (Ceccotti *e altri* (2007)).

La buona risposta alle sollecitazioni sismiche delle strutture non è comunque solamente merito del sistema costruttivo “fuori terra”: le caratteristiche meccaniche scadenti del sottosuolo dell’isola hanno imposto una particolare cura nello studio di fondazioni e sottofondazioni, che garantiscono comportamento unitario alla struttura in caso di sisma (Figura 2.9(b)).

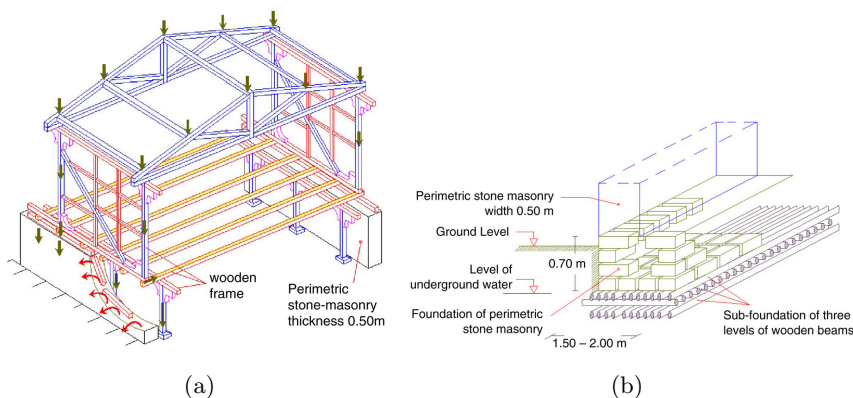


Figura 2.9: Sistema costruttivo antisismico dell’isola di Lefkas: parte fuori terra (a) e fondazioni (b), Makarios e Demosthenous (2006).

Nell’evento sismico del 14 Agosto 2003 ( $M = 6,2$ ,  $PGA$  orizzontali: 0,42 g e 0,34 g; verticale: 0,19 g; durata della *strong motion*: 18 s), le strutture tradizionali hanno mostrato danni localizzati nella muratura portante al piano terra (solo nel caso di edifici vecchi o in cattive condizioni) e nei tamponamenti ai piani superiori<sup>7</sup>, mentre si è verificato il crollo di una palazzina di 3 piani in *c.a.* ed un diffuso danneggiamento in edifici moderni.

Makarios e Demosthenous (2006) hanno condotto alcune analisi numeriche intese a trovare una spiegazione del comportamento esibito dagli edifici di Lefkas. La struttura-tipo sembra rispondere al sisma di cui sopra attraverso modi locali fuori piano che coinvolgono gran parte degli elementi del telaio in legno nel *range* di frequenze a massima amplificazione spettrale. I modi

<sup>7</sup>Spesso si è manifestato inoltre il distacco dei coppi a causa dell’amplificazione spettrale delle componenti verticali di accelerazione nei tetti in legno (da 0,19 g a 1,10 g), spiegabile con una stima dello smorzamento viscoso  $\xi = 1,5\%$  per vibrazioni verticali di piccola ampiezza.

globali, invece, essendo molto rigidi, non hanno praticamente amplificazione spettrale. L'accoppiamento di sistemi strutturali profondamente diversi da un punto di vista dinamico (la struttura in muratura al piano terra ha un periodo proprio fondamentale pari ad  $1/10$  del telaio in legno) è indicata come base per la creazione di linee di capacità multiple.

### 2.1.1.6 Tecniche costruttive in Kashmir

Le tecniche diffuse in Kashmir sono molto simili a quelle che si ritrovano in Turchia, anche a causa dell'influenza esercitata dalla cultura ottomana. Da una parte si ritrova quindi il *taq*, simile all'*hatul*, dall'altra il *dhajji-dewari*, simile alla tecnica *himis*. Nel Nord del Pakistan, nella zona tra il Nuristan ed il Baltistan, si possono ammirare esempi della tecnica *cator and cribbage*, concettualmente simile al *taq* (Figura 2.10).

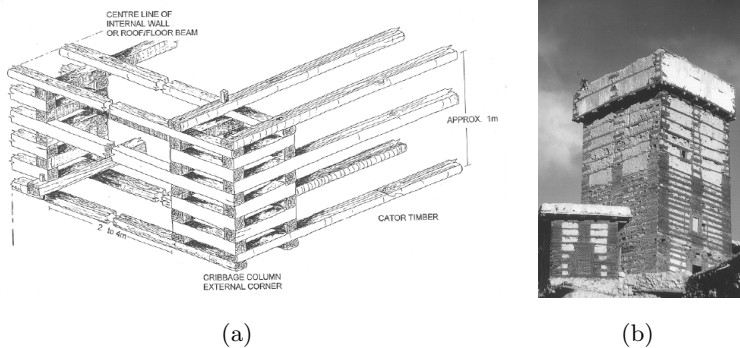


Figura 2.10: Tecnica costruttiva *cator and cribbage* (a) e realizzazione della tecnica stessa (b), Hughes (2000).

Nel 1967 il Kashmir venne colpito da un terremoto di intensità  $7,6^\circ$  Richter, causando la morte di 30.000 persone. Rilievi di campo testimoniarono le buone prestazioni fornite da edifici tradizionali (di 3 piani). La spiegazione dell'efficacia antisismica della tecnica *taq* (data da Arya, citata in Langenbach (2006)) è basata sulla stima del coefficiente di smorzamento: dal 4% di muratura moderna non fessurata (mattoni + malta di cemento; per la stessa muratura in fase fessurata il valore è circa pari a 6 – 7%), si arriva al 20% delle costruzioni tradizionali (dovuto allo scorrimento lungo numerosi piani di rottura che si formano).

Nel 2005 un nuovo devastante terremoto colpì il Kashmir (7,6–7,8 Richter, a seconda delle stime), provocando più di 80.000 morti, principalmente nella parte pakistana della regione, dove le tipologie di costruzione di cui sopra sono meno diffuse rispetto alla parte indiana. Una spiegazione del buon comportamento delle costruzioni *dhajji-dewari*<sup>8</sup> è data da Rai (citata in Langenbach (2006)), secondo il quale le partizioni interne in legno del telaio non permettono la propagazione delle fessure diagonali a taglio che si sviluppano nei tamponamenti, e prevengono il collasso fuori piano.

### 2.1.1.7 Tecniche costruttive nel Centro e Sud America

Le tecniche sviluppate in Centro e Sud America sono nate da commistioni della cultura europea ed autoctona: col tempo queste si sono affinate e razionalizzate attraverso la sintesi di concetti originari ed esigenze specifiche del luogo.

Le tecniche conosciute con il nome di *taquezal* in Nicaragua e *bahareque* in San Salvador consistono in telai pesanti in legno (interasse pilastri 2 m) partiti internamente da pilastri da  $5 \times 10$  cm ad interasse 60 cm. Su questi pilastri vengono poi inchiodati listelli in legno, e le compartimentazioni ottenute riempite di *adobe* o pietra (Figura 2.11; Langenbach (2006)).



Figura 2.11: Costruzione *taquezal* dopo il terremoto del 1986 in San Salvador, Langenbach (2006).

Nel terremoto che nel 1932 colpì Managua (Nicaragua, 5,6° Richter) il maggiore danno registrato, in edifici di recente costruzione con tecnica tradizionale, fu la caduta di tegole dai tetti e la perdita di intonaco<sup>9</sup>.

Nel 1972 il risultato fu tuttavia differente (Managua, 6,2° Richter): il crollo (o serio danneggiamento) del 70% degli edifici *taquezal* fu ritenuto la principale causa dell’elevato numero di vittime (circa 5.000). Il terremoto del 1986 (San Salvador, 5,5° Richter) spiegò almeno parzialmente la discrepanza tra i comportamenti esibiti in precedenza: la maggior parte dei collassi avvenne in edifici per cui i telai in legno erano marciti o attaccati da insetti, causa già notata da Freeman nel 1932. A ciò va aggiunta la considerazione che edifici costruiti prima del 1931 erano invecchiati di 40

<sup>8</sup>In zona indiana.

<sup>9</sup>Freeman, citato in Langenbach (2006).

anni nel 1972 e, spesso, i legnami tropicali erano stati sostituiti con più soffici legnami nordamericani. Il problema non sarebbe quindi tanto da ricercare nel sistema costruttivo (per cui la perdita totale di intonaco dimostra come l'energia sia dissipata non globalmente ma localmente per attrito, senza arrecare danni alla struttura portante), quanto nello stato di conservazione delle costruzioni.

In Sud America le tecniche che si diffusero, alcune sotto l'influsso dei *conquistadores*, furono principalmente il *tapial* (il *pisé* europeo), l'*adobe* e la *quincha* (Jurina e Righetti (2000)).

In particolare, in Perù la comparsa della tecnica *quincha* è datata parecchi secoli prima della conquista spagnola. L'abbandono recente delle tecniche tradizionali sembra più essere legato ad un pregiudizio sociale che ad aspetti costruttivi. La tecnica, che permette di realizzare strutture estremamente flessibili, consiste nell'utilizzo di terra (a volte addizionata con paglia o calce) come materiale di riempimento secondario di un telaio in legno su cui è intrecciato un cannicciato (Figura 2.12).



Figura 2.12: Realizzazione costruzione con tecnica quincha, Gálligo (2005).



Figura 2.13: Edificio prefabbricato in bamboo bahareque, Gutierrez (2004).

In alcune zone di Ecuador e Colombia, il bambù (tipologia *Guadua*) è stato utilizzato come materiale da costruzione in abitazioni vecchie anche di 50 – 100 anni, sia per costruzioni “vernacolari” che, con piena coscienza delle capacità meccaniche del materiale, per edifici “ingegnerizzati” (Gutierrez (2004)). La variante costruttiva del *bahareque hueco* (*bahareque* cavo) si differenzia dalla tecnica costruttiva precedentemente descritta (detta anche *bahareque macizo*, pieno) perchè il tamponamento consiste in un doppio stra-

to di canne orizzontali su cui viene applicato direttamente l'intonaco (talvolta di cemento).

Nel corso di un terremoto nel 1999 ( $M_L = 6,2$ ,  $PGA = 0,55$  g) gli edifici in *bamboo bahareque* (ove la struttura portante è in legno e bambù) ed in generale le strutture in bambù si sono comportate adeguatamente bene, meglio di edifici in *c.a. low engineering* e *bahareque* tradizionale. Prestazioni non accettabili si sono manifestate laddove le facciate *bahareque* erano state sostituite da pareti in muratura.

In Costa Rica, costruzioni *bahareque* prototipo realizzate con pannelli prefabbricati in legno e singolo strato di canne intonacato con uno strato di cemento di 5 cm (Figura 2.13) non hanno subito il minimo danno nel corso di un terremoto di magnitudo  $M_L = 7,5$ , pur essendo in zona epicentrale soggetta a fenomeni di liquefazione del suolo.

### 2.1.1.8 Il *Chicago Frame* in USA

La tecnica costruttiva utilizzata per i primi grattacieli realizzati negli USA (alla fine del XIX secolo; Figura 2.14) non si discostava molto da quelle tradizionali illustrate brevemente in precedenza.

Questi erano costituiti da telai in acciaio e tamponati con muratura pesante (mattoni pieni), senza sistemi controvento specifici (rigidezza laterale affidata ai tamponamenti); in un secondo momento, vennero aggiunti controventi in acciaio.

Il sisma di San Francisco del 1906 (7,9° Richter) mise alla prova le costruzioni, che si comportarono in modo qualificabile da buono a straordinario registrando solo danni minimi (soprattutto nei tamponamenti, Langenbach (2005a)). I tamponamenti giocarono probabilmente anche un ruolo fondamentale nella resistenza agli incendi che si scatenarono dopo il terremoto.

Un aspetto importante per la comprensione dell'interazione tra telai e tamponamenti emerge in un report del 1938, in cui si notò come nel corso di una tempesta con venti di circa 90 MPH le murature del 29° e 41° piano dell'Empire State Building (NY) si fessurarono; *strain gauges* dislocati sull'acciaio cominciarono a rilevare deformazione solo in seguito alla fessurazione della muratura, che evidentemente si era fatta carico dell'intera spinta in fase non fessurata (Rathbun, 1938, riportato in Langenbach (2005a)).





Figura 2.14: Grattaciolo Woolworth, NY, realizzato con la tecnica Chicago Frame, Langenbach (2003).

Più recentemente, ad Oakland, nel 1989, alcuni grattacieli del tipo *Chicago Frame* furono investiti dall'evento di Loma Prieta (7,1° Richter). I danni registrati furono in genere legati alla fessurazione della muratura; il solo edificio che riportò un collasso dei muri esterni fu l'unico su cui erano stati operati un intervento di miglioramento sismico di alleggerimento dei muri interni (Langenbach (2000)).

### 2.1.2 Sperimentazioni recenti su tecniche costruttive tradizionali

Recentemente sono state operate alcune sperimentazioni per comprendere il comportamento di tecniche costruttive antisismiche “tradizionali”.

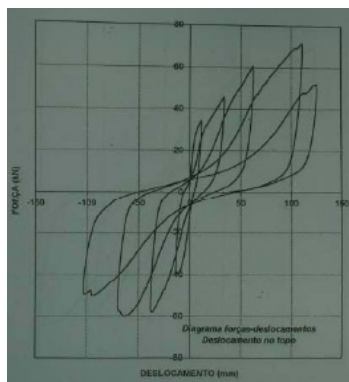
Promossa dal governo portoghese, è stata condotta una serie di test per valutare la capacità laterale di pareti *pombaline*, dove i campioni sono stati prelevati nel corso di un intervento di riabilitazione, per cui si tratta di tecnica costruttiva originale (Pompeu Santos (1997)).

Le pareti testate erano di 3,5 m di altezza per 0,2 m di spessore (Figura 2.15(a)); il traliccio della “gabbia” era in legno, riempito di pietra o mattoni legati con malta di calce e sabbia.

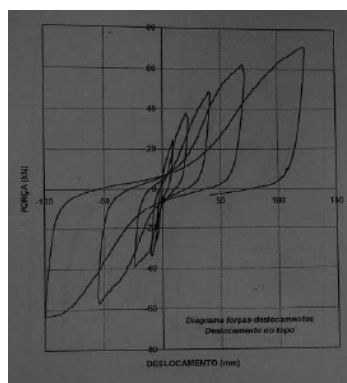
I tre provini testati hanno mostrato un comportamento simile, inizialmente lineare, fino al distacco di telaio e tamponamento. È seguita una fase non lineare molto prolungata in cui si è registrato il distacco progressivo di pezzi di legno, ed infine un calo di resistenza associato alla perdita del riempimento. È importante notare come i provini abbiano incassato spostamenti di 10 cm senza perdita significativa di resistenza (Figure 2.15(b), 2.15(c) e 2.15(d)).



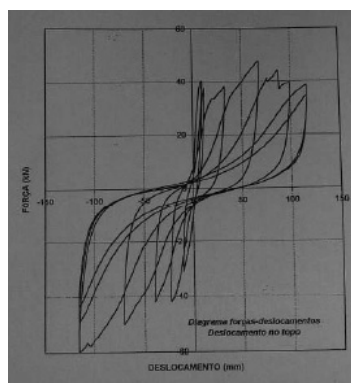
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.15: Struttura gaiola pombalina reale storica (a) e risultati delle prove di carico sulla stessa (b,c,d), Pompeu Santos (1997).

Paikara (2005) e Paikara e Rai (2006), sulla base delle evidenze di collasso degli ultimi eventi sismici (Turchia 1999, Bam 2003, Kashmir 2005) che hanno mostrato come il meccanismo di rottura più frequente per murature non armate (URM) fosse il collasso diagonale a taglio, hanno valutato l’influenza dell’effetto di confinamento e partizione interna sul comportamento di tali

elementi murari (concettualmente è una riproposizione moderna della tecnica *dhajji-dewari*). Le prove, in scala ridotta (1:2), sono caratterizzate da un telaio esterno in *c.a.* armato e rinforzato con fibre in poliestere da 12 mm, in quantitativo di 0,1 % in volume. Tutti gli elementi sono stati realizzati individualmente e poi connessi, a maturazione avvenuta, tramite elementi metallici angolari (cinematicamente assimilabili a cerniere) fissati con bulloni agli elementi della griglia interna. La muratura, in mattoni cotti, è stata costruita in opera e giuntata con malta di calce e cemento. Le prove cicliche, con cicli di ampiezza crescente, sono state condotte in controllo di spostamento.

Gli schemi di confinamento testati sono illustrati in Figura 2.16.

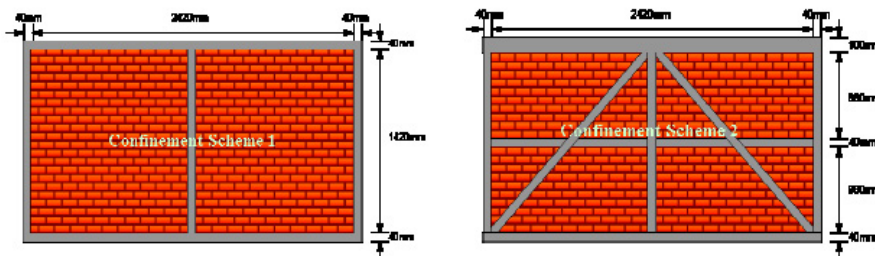


Figura 2.16: Schemi di confinamento di muratura, Paikara e Rai (2006).

I risultati hanno indicato come:

- per il primo schema di confinamento, la prima fessura si è sviluppata per uno spostamento di 2 mm, all'interfaccia tra muratura ed elementi verticali della griglia. Il carico ultimo, osservato dopo la formazione di fessure diagonali a scalino, è stato raggiunto per spostamento di 6 mm, con un carico pari a 22,5 kN. Per spostamenti di  $\pm 30$  mm il provino ha resistito al 75 % del carico di picco;
- per il secondo schema di confinamento, la prima fessura, di interfaccia sulle griglie diagonali, si è formata per uno spostamento di 3 mm. A 5 mm di spostamento, nel trapezio superiore si sono formate fessure in diagonale lungo i letti di malta. Per spostamenti di 15 mm si sono formate fessure orizzontali nel trapezio inferiore. Il carico ultimo di 53,6 kN è stato osservato per spostamento di 20 mm. Con cicli di ampiezza  $\pm 40$  mm è stata raggiunta una resistenza pari al 50 % del carico ultimo, senza evidenze di *crushing* d'angolo.

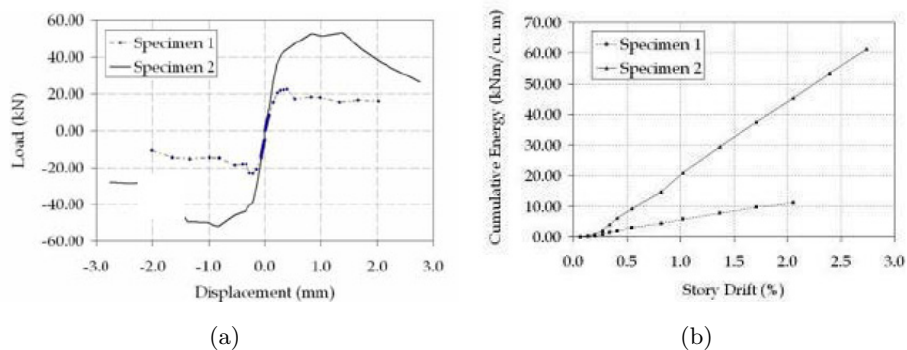


Figura 2.17: Confronto diagrammi di involucro dei picchi (a) e dell’energia dissipata cumulativamente (b), Paikara e Rai (2006) e Paikara (2005).

Come si può vedere in Figura 2.17:

- in termini di curve cicliche carico-spostamento il secondo schema di confinamento risulta più efficace, più rigido, e sebbene il degrado di resistenza sia maggiore percentualmente, la resistenza resta superiore rispetto alla prima soluzione (Figura 2.17(a));
- la rigidità del secondo schema è maggiore nel corso di tutta la prova;
- la quantità di energia dissipata è notevolmente superiore per il secondo schema (Figura 2.17(b)).

Va notato come, probabilmente, la scelta di un telaio assemblato con angolari metallici (cerniere elastoplastiche puntuali) possa modificare lo schema deformativo del telaio rispetto a manufatti reali ed influenzare i dati ottenuti, soprattutto per bassi livelli di carico.

Entrando nel merito della simulazione numerica delle prove (Paikara e Rai (2006)), è emerso come la modellazione della muratura con elementi continui a fessurazione diffusa colga bene il meccanismo di collasso diagonale a taglio, meno bene lo scorrimento lungo i letti di malta.

Prove di carico ciclico (Figura 2.18) su pannelli di *bahareque*<sup>10</sup> hanno confermato le buone prestazioni mostrate sul campo nel caso di eventi sismici di rilievo (Gutierrez (2004)).

<sup>10</sup>Telaio in legno ed assicelle in bambù.

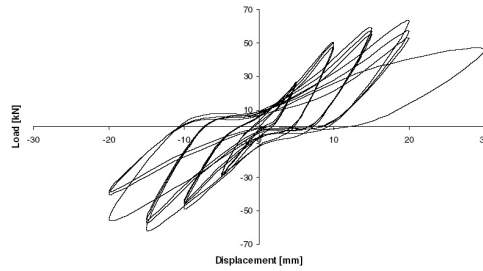
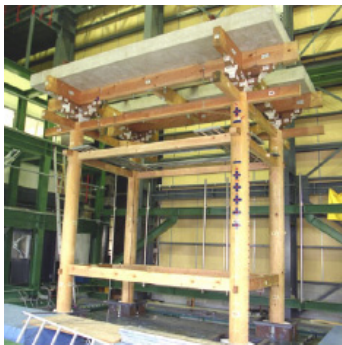
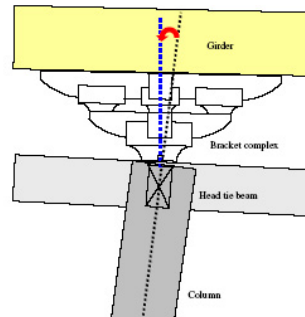


Figura 2.18: Comportamento ciclico di pannello prefabbricato con tecnica bahareque, Gutierrez (2004).

Interessante notare il comportamento di strutture a telaio pesante in legno incatenate, tipiche della cultura costruttiva tradizionale giapponese<sup>11</sup> (Figura 2.19(a)). Caratteristica peculiare è che le colonne non sono vincolate meccanicamente né alla fondazione, né alle travi di supporto del tetto, per cui sono libere di manifestare *rocking*, sia alla base che in sommità (Figura 2.19(b)). La mancanza di connettori metallici rende il comportamento simile a quello di strutture in legno con nodi di carpenteria della tradizione europea.



(a)



(b)

Figura 2.19: Struttura a telaio pesante in legno caratteristica giapponese (a) e fenomeno di rocking alla sommità della colonna (b), Suzuki e Maeno (2006).

Suzuki e Maeno (2006) hanno sottoposto a sollecitazioni quasi statiche e su tavola vibrante strutture di questo genere. Ne è emerso un comportamento strutturale interpretabile come elastico non lineare con piccola isteresi (Figura

<sup>11</sup>Caratterizzate inoltre da tetti generalmente pesanti.

ra 2.20). Proprio tale forma isteretica è indicata come ottimale per il raggiungimento di prestazioni sismiche adeguate, accompagnate da danneggiamento strutturale limitato (Priestley (2003)).

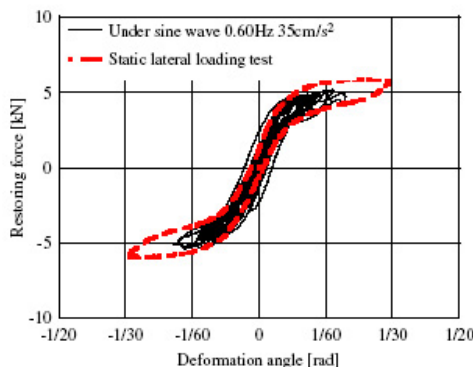


Figura 2.20: comportamento quasi statico ed in prova su tavola vibrante di telaio in legno pesante, Suzuki e Maeno (2006).

I giunti di carpenteria delle strutture “tradizionali”, eventualmente in cooperazione con chiodi o connettori metallici, sembrano quindi garantire alle strutture una elevata capacità deformativa con danneggiamento limitato (legato ad esempio a fenomeni plastici per sollecitazione perpendicolare alla fibratura del legno); aggiungendo capacità dissipativa frizionale attraverso tamponamenti costruiti in aderenza è quindi possibile ottenere costruzioni particolarmente prestanti in caso di eventi sismici.

## 2.2 Interazione telai tamponamenti

La sezione che segue tratta in rassegna parte delle conoscenze disponibili in materia di interazione telai-tamponamenti. L’iter concettuale percorre in breve sia la strada delle implicazioni pratiche del problema dell’interazione, quali le ripercussioni progettuali della scelta dei materiali di tamponamento e delle tecniche di modellazione, che quella della ricerca, intesa come tentativo di comprensione approfondito delle problematiche strutturali. La prospettiva, partendo in campo largo si restringe man mano, passando dal globale al locale, seguendo parallelamente le strade numerica e sperimentale.

Per focalizzare immediatamente l’attenzione sul problema dell’interazione, ci si può rifare alle semplici parole di Stafford Smith (1966), epigrafe del capi-

tolo. Il problema di fondo è che strutture ritenute molto flessibili sotto l'ipotesi di comportamento a telaio risultano di fatto più rigide (localmente e/o globalmente), per la presenza dei tamponamenti<sup>12</sup>. Tale incremento di rigidità significa attrazione di sollecitazioni sismiche più intense, in genere distribuite in modo più irregolare di quanto ipotizzabile trascurando i tamponamenti.

In proposito, Paulay e Priestley (1992) sostengono che sia un malinteso affermare che un tamponamento in muratura possa solo incrementare la capacità di carico laterale; al contrario l'alterazione del comportamento strutturale può localizzare le sollecitazioni in parti della struttura non progettate per resisterele.

Tenere in considerazione i tamponamenti nelle analisi strutturali è comunque difficile per la dispersione di caratteristiche di questi elementi che, ritenuti non strutturali, non sono soggetti a controlli restrittivi come quelli previsti per gli elementi primari. Le sperimentazioni in merito hanno mostrato una forte dipendenza dei risultati dalla metodologia di prova e dalle caratteristiche dei pannelli testati (geometria, materiali, condizioni di carico).

Nonostante le possibilità di modellazione numerica siano aumentate con la diffusione di programmi di calcolo dalle prestazioni elevate, ad oggi non esiste un approccio analitico universale alla problematica dei tamponamenti. In genere, la scelta è orientata dalla specifica grandezza di rilievo che si intende studiare. Per analisi alla scala strutturale è possibile sostituire ai tamponamenti elementi equivalenti monodimensionali, generalmente bielle, utili per comprendere grandezze globali quali richiesta di spostamento e di duttilità; per analisi locali (telai a 2 – 3 piani e 2 – 3 campate al massimo) è invece possibile optare per modellazione *2D* o *3D* dei tamponamenti, cogliendo ad esempio la problematica di contatto e la conseguente redistribuzione degli sforzi tra i vari elementi.

### 2.2.1 Aspetti pratici e progettuali

I tamponamenti tradizionali, che almeno in una fase iniziale della sollecitazione sismica possono essere assunti come elementi bidimensionali elastici, risultano essere molto più rigidi degli elementi del telaio al contorno, e sono compa-

---

<sup>12</sup>Implicazione che riguarda comunque anche i sistemi sismoresistenti a setti, di cui telai e tamponamenti devono comunque assecondare la deformabilità.

rabili a pareti a taglio, senza averne tuttavia le caratteristiche di duttilità e resistenza.

**Considerazioni generali.** Tale aspetto assume un'importanza preoccupante se si considera che le pareti a taglio, essendo considerate elementi strutturali primari, sono sottoposte a vincoli di continuità e localizzazione più stringenti rispetto alle murature di tamponamento (che sono spesso lasciate alla sensibilità del progettista). Irregolarità in pianta ed in elevazione nella distribuzione dei tamponamenti possono creare meccanismi o effetti indesiderati, aggravati dal rischio di “esplosione” degli stessi.

Quindi, i tamponamenti in genere sono in grado di migliorare il comportamento di una struttura fino ad un certo limite, dopodiché un incremento di sollecitazione può indurre seri e diffusi danni strutturali (Dolšek e Fajfar (2008)), anche per la rapida variazione della configurazione geometrica e meccanica resistente.

Il contributo benefico dei tamponamenti al comportamento strutturale può essere riassunto nei seguenti aspetti (Decanini e Liberatore (2008)):

- diminuzione dell'entità degli spostamenti;
- contributo resistente alle azioni nel piano;
- contributo dissipativo ( $\rightarrow$  protezione degli elementi strutturali).

Tuttavia, alcuni degli effetti sfavorevoli elencati dai medesimi autori sono:

- l'errata disposizione in altezza dei tamponamenti o il collasso degli stessi localizzato ad uno specifico piano, nel corso di un evento sismico, genera meccanismi di piano soffice con elevata richiesta di duttilità locale;
- una cattiva disposizione in pianta dei tamponamenti può generare moti torsionali, deleteri principalmente per gli elementi d'angolo;
- tamponamenti che limitino la capacità deformativa dei pilastri, riducendone la luce (colonna corta), possono provocare negli stessi collassi a taglio, fragili;
- tamponamenti molto resistenti accoppiati a pilastri poco resistenti a taglio possono provocare collasso a taglio dei pilastri.



**Tamponamenti e richiesta di duttilità.** In generale, la via più cautelativa per prevenire meccanismi indesiderati è la ricerca della duttilità locale, anche se spesso non vi è una corrispondenza univoca tra localizzazione attesa e manifestazione di richiesta di duttilità.

In merito, ad esempio, al meccanismo di colonna corta (Figura 2.21), si nota come una scelta poco felice della geometria delle aperture possa portare a richieste localizzate di duttilità e resistenza; un progetto adeguato dovrebbe tenere conto anche di questi aspetti, tuttavia l'onere per gli operatori potrebbe divenire insostenibile. Di conseguenza, irregolarità indotte dai tamponamenti possono portare ad uno stato di sollecitazione anche ipotizzato in fase progettuale, ma che si manifesta per richieste di duttilità (globale) inferiori.

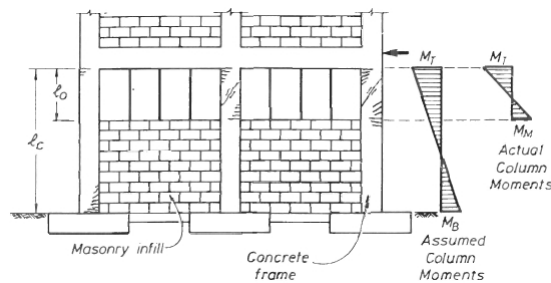


Figura 2.21: Fenomeno di colonna corta causato da tamponamento parziale, Paulay e Priestley (1992).

Non necessariamente i danni strutturali sono riconducibili ad una cattiva progettazione o localizzazione dei tamponamenti (Paulay e Priestley (1992), Dolšek e Fajfar (2008)). Un edificio tamponato tende a concentrare la richiesta di spostamento in un piano debole, spesso il piano terra (Figura 2.22), se i meccanismi di collasso del tamponamento sono lo scorrimento a taglio o il collasso per compressione diagonale del pannello. Anzichè avere una serie di cerniere plastiche diffuse nella struttura sismoresistente primaria, si assiste alla formazione di un piano plastico, in strutture dell'altezza di pochi piani; nel caso di telai tamponati adeguatamente progettati, è comunque possibile ottenere grandi duttilità di piano a taglio.

La legge di richiesta di duttilità locale ( $\mu_1$ ) per ottenere duttilità globale ( $\mu$ ) in funzione del numero di piani ( $n$ ) è, in via semplificata, per il caso di

Figura 2.22 è:

$$\mu_1 = \frac{2}{3}n(\mu - 1);$$

perciò, per avere una duttilità globale pari a 4, è necessario garantire una duttilità locale pari a 21. Per tale motivo, Paulay e Priestley (1992) suggeriscono di progettare un telaio tamponato per resistere alla sollecitazione elastica per il terremoto di progetto in caso di previsione di meccanismo di collasso a taglio del pannello di base (a meno di poter garantire *rocking* sulle fondazioni).

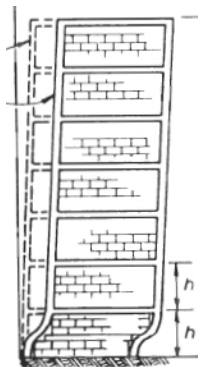


Figura 2.22: Meccanismo di piano debole per telai tamponati, Paulay e Priestley (1992).

**Dissipazione energetica e danneggiamento strutturale.** La ricerca di dissipazione, correlata alla duttilità, può comunque non essere l'unica strada percorribile nella progettazione. Priestley (2003) sostiene infatti che alcune forme di dissipazione siano poco compatibili con le esigenze di riutilizzo e riabilitazione post-sismica delle strutture.

Dal punto di vista della risposta sismica in termini di spostamento, meccanismi meno dissipativi (ad esempio elastici nonlineari, che si manifestano in elementi prefabbricati precompressi post-tesi con aderenza disattivata) rispetto a quelli perfettamente plastici mostrano comportamenti simili, a fronte di deformazioni residue nulle. Oltre all'aspetto energetico, i cicli elasto-plastici sono maggiormente soggetti ad effetti  $P - \Delta$ .

Per un sistema a singolo grado di libertà, caratterizzato dalle 3 differenti risposte isteretiche secondo i modelli di *Takeda* (rappresentativo per *c.a.*), elastoplastico (per l'acciaio) ed a bandiera (elementi post-tesi prefabbricati

e precompressi), a fronte di uno spostamento di picco simile si manifestano residui molto variabili (Figura 2.23)<sup>13</sup>.

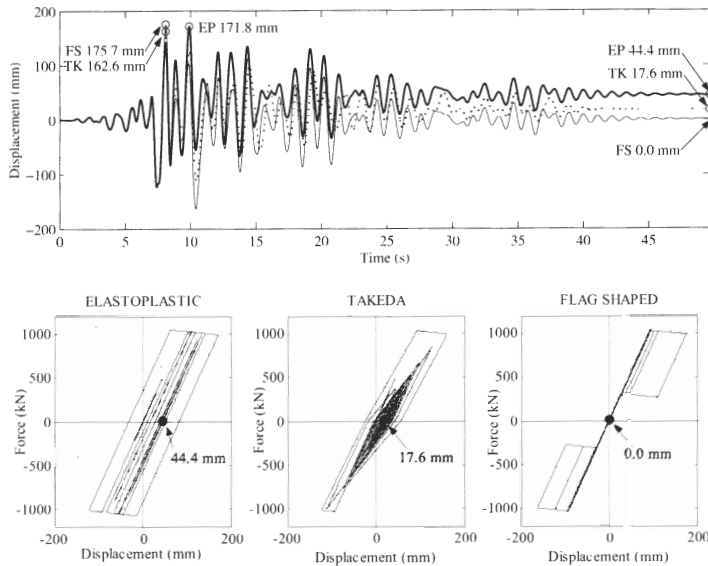


Figura 2.23: Risposta al terremoto di Loma Prieta (amplificato da un fattore 1,5) di tre differenti sistemi isteretici ad 1gdl, Priestley (2003).

### Strutture tamponate: frequenza fondamentale ed analisi modale.

A livello progettuale molto spesso vengono commessi degli errori nella valutazione del periodo proprio fondamentale delle strutture. In genere, le normative propongono vari metodi per la stima della grandezza: mentre le formulazioni semplificate sono calibrate su misure di campo, per cui colgono spesso adeguatamente bene il comportamento dinamico reale, l'analisi modale (metodo analitico-dinamico) può risentire di deficienze di modellazione. Per tale motivo le formulazioni semplificate indicano spesso un periodo proprio

<sup>13</sup>Simile al comportamento di elementi prefabbricati come specificati in precedenza è quello di telai in legno controventati da bielle diagonali con giunti di carpenteria, che grazie alle tolleranze interne mostrano un comportamento elastico non-lineare; la presenza di tamponamenti partiti da elementi diagonali, se da una parte conferisce rigidità alla struttura, d'altra parte offre quella dissipazione attrittiva lungo le discontinuità materiche che permette uno smorzamento delle oscillazioni strutturali.

fondamentale più breve rispetto al risultato di un'analisi modale che ometta i tamponamenti.

Una critica alle formulazioni utilizzate dalle normative è legata all'eccessivo grado di semplificazione, per cui spesso l'unico parametro considerato è l'altezza ( $H$ ) dell'edificio; ad esempio, la formulazione suggerita in EC8 (CEN (2003)) per *moment resistant space concrete frames* di altezza inferiore a 40 m, è la ben nota:

$$T_1 = 0,075 \cdot H^{3/4},$$

in cui non compaiono tipologia, quantità e disposizione dei tamponamenti (oltre a numerosi altri fattori, ovviamente).

Trascurare i tamponamenti è comunque la prassi nella progettazione; mentre per sistemi a setti, più rigidi, tale negligenza porta ad errori minori, per strutture sismoresistenti ad elementi flessionali la rigidità reale può essere anche 20 volte superiore a quella stimata analiticamente<sup>14</sup>, con ovvie ripercussioni sulla sollecitazione sismica di progetto. Per questa ragione, alcune normative (ad esempio *UBC*) pongono un limite superiore al periodo proprio da analisi modale, pari al valore stimato con il metodo semplificato amplificato da un fattore pari a 1,3 – 1,4.

Nell'analisi modale, se da un lato è vero che i tamponamenti hanno la tendenza a creare degli irrigidimenti localizzati, è altrettanto vero che solo una parte dei tamponamenti è cieca, mentre la maggioranza risulta interrotta nella sua continuità da aperture di vario genere. Come sarà illustrato di seguito, la presenza di aperture riduce il contributo irrigidente del tamponamento in questione, talvolta annullandolo, andando a rendere difficilmente modellabile il comportamento strutturale reale.

Se considerati nell'analisi modale, i tamponamenti vengono sostituiti con puntoni equivalenti (vedere anche Sezione 2.2.3). L'utilizzo di questi modelli non è comunque di semplice applicazione a livello progettuale. Un unico puntone in rappresentanza del tamponamento può aiutare a cogliere la rigidità globale, ma descrive con scarsa accuratezza le sollecitazioni locali sul telaio generate dal problema di contatto. Inoltre, la valutazione di geometria (larghezza efficace del puntone, funzione della lunghezza di contatto), e carat-

---

<sup>14</sup>Nel caso di singolo portale tamponato. A livello globale le aperture mitigano questo errore.

teristiche meccaniche (soprattutto modulo elastico) da assegnare al puntone è particolarmente complicata, considerando l'esigua base di dati sperimentali e la forte variabilità di tipologie costruttive e di materiali.

In un approccio statistico, anziché deterministico, Colažanni *e altri* (2008)<sup>15</sup> hanno mostrato come le incertezze di definizione del modello di puntone (a tre bielle) non incidano particolarmente sulla valutazione del periodo fondamentale (3–6 %). Le sollecitazioni sugli elementi strutturali sono poco influenzate dal modello di puntone e dal modulo elastico scelto, mentre lo sono dalla larghezza del puntone assunta. Inoltre, gli autori sottolineano come la distribuzione di sollecitazioni sul telaio indotta dai pannelli di tamponamento possa rendere poco efficace il criterio di gerarchia delle resistenze per prematura plasticizzazione delle colonne d'estremità<sup>16</sup>.

Kose (2009) ha analizzato ad elementi finiti l'influenza di vari parametri sul periodo fondamentale delle strutture. I tamponamenti sono stati modellati con puntone equivalenti elastici, non resistenti a trazione, di sezione eventualmente ridotta dalla presenza di aperture. È emerso come, oltre all'altezza dell'edificio, la presenza di muri a taglio e di tamponamenti siano fattori determinanti per la stima del periodo fondamentale.

Perché il modello a puntone equivalente possa essere utilizzato è comunque necessario che il puntone si sviluppi in qualche modo; la storia di carico e spostamento dell'edificio deve quindi aver reso verosimili le ipotesi alla base della modellazione. Chaker e Cherifati (1999) hanno misurato sul campo le vibrazioni di due edifici formalmente identici, uno tamponato, l'altro no, soggetti ad una sollecitazione considerabile *white noise*. Le misure hanno indicato che la frequenza fondamentale dell'edificio tamponato è più che doppia rispetto al telaio nudo per modi traslazionali, e più che tripla per moti di torsione. La previsione di frequenza più accurata è stata data, in analisi EF, simulando i tamponamenti con elementi bidimensionali in stato piano di sforzo piuttosto che con puntone (risultati meno rigidi). Gli autori ipotizzano che questo sia dovuto al fatto che non si sia ancora manifestato distacco tra tamponamento e telaio, e che le condizioni al contorno di un tamponamento in una struttura siano differenti da quelle in un portale.

---

<sup>15</sup>Struttura di 3 piani, 2 campate, in *c.a.* completamente tamponata e soggetta ad analisi lineare.

<sup>16</sup>Nel qual caso diviene fondamentale la resistenza dei tamponamenti.

**Analisi modale ed elementi in c.a..** Una delle problematiche principali nell'analisi modale dei telai in cemento armato, con relativa attribuzione di sollecitazione ai vari membri, è legata alla definizione della rigidità elastica degli stessi. Questo perchè, mentre abitualmente viene assunta rigidità corrispondente ad una frazione della sezione lorda dei vari elementi, in realtà, soprattutto nei pilastri, si dovrebbe tenere conto del quantitativo di armatura disposta e degli effetti dell'azione assiale sulla posizione dell'asse neutro. Il parametro che resta circa costante, per elementi in c.a., al variare dell'azione assiale, è la curvatura di snervamento dell'approssimazione bilineare della relazione momento-curvatura della sezione<sup>17</sup> (Figura 2.24), grandezza che correla rigidità e resistenza dei vari membri (Priestley (2003)).

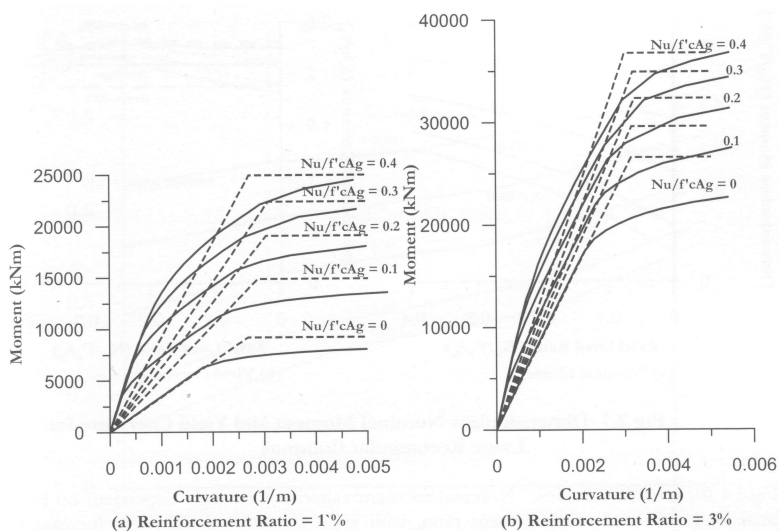


Figura 2.24: Relazioni momento-curvatura per differenti quantitativi di armatura e sollecitazione assiale per pilastri a sezione rettangolare, Priestley (2003).

**Definizione dello smorzamento viscoso equivalente.** Un altro aspetto che ha implicazioni progettuali notevoli è la definizione dello smorzamento viscoso equivalente, proposto per la prima volta da Jacobsen (1930) (e successivamente Jacobsen (1960)). Per un sistema a singolo grado di libertà soggetto a carico armonico, definito  $u_0$  il massimo spostamento, ed ipotizzando

<sup>17</sup>Ad esempio, per pilastri rettangolari vale la seguente relazione:  $\phi_y = 2,10 \cdot \epsilon_y / h_c$ , con ovvio significato della simbologia.

smorzamento viscoso, la massima energia elastica accumulata vale:

$$E_{elastica} = \frac{1}{2} \cdot k \cdot u_0^2,$$

mentre l'energia dissipata in un ciclo vale:

$$E_{dissipata} = \pi \cdot c_d \cdot \omega \cdot u_0^2,$$

per cui il rapporto tra energia dissipata e energia elastica vale:

$$\frac{E_{dissipata}}{E_{elastica}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot c_d \cdot \omega}{k}.$$

Lo smorzamento equivalente, considerando la seguente relazione:  $c_d = \xi_{eq} \cdot c_{crit} = \xi_{eq} \cdot 2 \cdot m \cdot \omega$ , vale quindi:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4 \cdot \pi} \frac{E_{dissipata}}{E_{elastica}}.$$

Tale formulazione, basata su sollecitazione armonica, tende a sottostimare il massimo spostamento sotto sollecitazione sismica.

Il fatto che lo smorzamento equivalente non sia costante, ma dipenda da livello di duttilità di spostamento e rigidità post-snervamento, implica che considerare uno smorzamento viscoso equivalente costante pari a 5% (come spesso accade per la definizione degli spettri di risposta elastici e "plastici" nell'ambito della teoria del fattore di struttura) possa essere molto cautelativo (vedere anche sezione 2.2.4.1). Tale valore corrisponde allo smorzamento viscoso elastico di materiale, connessioni ed altri componenti correlati al comportamento lineare, cui non viene aggiunto alcun contributo isteretico.

### 2.2.2 Studio dell'interazione telaio-tamponamento

Lo studio dell'interazione telai-tamponamenti per carichi nel piano è un argomento di ricerca da alcuni decenni. Una revisione dello stato dell'arte è disponibile nel bollettino 231 del CEB Task Group III/6 (1996), ripresa in Biondi *e altri* (2000).

L'opinione che se ne ricava è quella di un'estrema difficoltà nella definizione di modelli efficaci per la complessità del comportamento non-lineare del telaio, del comportamento anisotropo e difficilmente parametrizzabile della muratura, per l'interazione tra gli elementi e per la grande quantità di parametri non trascurabili in gioco.

## 2.2.2.1 Evidenze sperimentali

## Test dinamici

Lee e Woo (2002) hanno condotto test dinamici e *pushover* su soluzioni costruttive di telaio nudo (BF), parzialmente tamponato (PIF) e completamente tamponato (FIF), costruiti senza particolari antisismici, in scala 1 : 5.

È emerso che, nello specifico, la presenza di tamponamenti modifica sostanzialmente ed in modo benefico la risposta strutturale, nonostante l'incremento della massa totale.

Il modello testato è illustrato in Figura 2.25. Il tamponamento è in mattoni pieni (realizzati con sabbia e cemento), con resistenza a compressione pari a circa 24 MPa per i mattoni e 13 MPa per la malta.

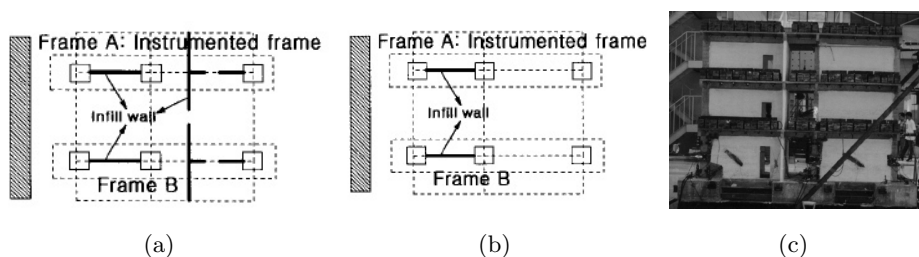


Figura 2.25: Strutture per prove dinamiche e *pushover*: pianta FIF, (a), pianta PIF, (b) e fotografia FIF (c), Lee e Woo (2002).

I risultati delle prove di cui sopra sono riassunti di seguito (e in Tabella 2.2):

- nei passaggi FIF  $\Rightarrow$  PIF  $\Rightarrow$  BF il periodo proprio decresce<sup>18</sup> (risultato atteso);
- l' *IDI* (*interstorey drift indices*) è sempre sotto il valore limite imposto dalla normativa (1,5%) per PIF e FIF, mentre per  $PGA = 0,4g$  (massimo valore possibile di accelerazione del terreno), il BF supera il *drift* ammesso;
- il fattore di amplificazione dinamica presenta un massimo per accelerazioni intermedie (probabilmente effetti inelastici riducono l'amplificazione per sollecitazioni elevate);

<sup>18</sup>Per PIF e BF il periodo proprio cresce all'aumentare della sollecitazione sismica, per il FIF è costante fino ad una  $PGA = 0,3g$ , poi cresce.



- sotto il terremoto di progetto ( $PGA = 0,12g$ ) tutte le strutture si comportano elasticamente, con rigidità maggiore per strutture tamponate;
- il FIF assorbe energia per scorrimento con attrito all'interno del pannello di tamponamento o all'interfaccia pannello-telaio, mantenendo la rigidità costante al crescere dell'intensità della sollecitazione. Il PIF mostra il minor assorbimento di energia. Il BF mostra snervamento, con dissipazione negli elementi del telaio;
- il maggior contributo resistente a taglio ed irrigidente è dato dal tamponamento;
- le rotazioni nei nodi del telaio sono molto limitate dalla presenza di tamponamenti;
- la presenza di un telaio a confinare il tamponamento permette deformazioni per compressione superiori rispetto a quelle ottenute in prove di compressione diagonale sulla muratura.

Tabella 2.2: Variazione delle grandezze correlate al sisma per telaio tamponato in test dinamici e pushover al variare della quantità di tamponamento, Lee e Woo (2002).

Quantità	FIF	PIF	BF	PIF*
Periodo proprio [s]	0,06	0,17	0,23	-
IDI ( $PGA = 0,12g$ ) [%]	0,04	0,24	0,26	-
IDI ( $PGA = 0,4g$ ) [%]	0,19	0,51	1,68	-
$k_{el}$ [kN/mm]	147	33,3	7,9	34,6
Taglio alla base <sup>1</sup> ( $PGA = 0,12g$ ) [kN]	32,0	37,3	17,6	-
Taglio incassato dal telaio [%]	7	23	100	20
$k_{tot}/k_{telaio}$	177,6/6,9	31,4/5,2	-	34,6/5,9
Energia totale assorbita ( $PGA = 0,4g$ ) [kN/mm]	2917	1990	4237	-

\* prova *pushover*

<sup>1</sup> Taglio alla base da normativa: 7,03 kN

I risultati delle prove *pushover* su BF e PIF indicano invece:

- il comportamento nella prova *pushover* ripercorre l'involuppo dei picchi delle prove dinamiche;
- i due modelli mostrano una simile capacità di spostamento (43,1 mm per PIF, 47,2 mm per BF), ma richiesta di duttilità diversa<sup>19</sup> e diversa sollecitazione di snervamento (98 kN per PIF, 40 kN per BF);
- il taglio portato dal telaio è circa il 20 % del totale nel PIF;
- la rigidità iniziale è fornita per la maggior parte dal tamponamento;
- pilastri contigui ai tamponamenti contribuiscono alla resistenza al sisma per azione assiale;
- al collasso nel PIF il carichi gravitazionali sono portati dalla muratura per eccessiva deformazione del telaio. Il meccanismo di collasso si sviluppa al secondo piano (meccanismo di piano debole) a causa di una serie di cerniere plastiche e di uno scorrimento localizzato nel tamponamento (una stima fenomenologica del coefficiente di attrito della muratura è pari 0,38).

Hashemi e Mosalam (2006) hanno testato una struttura composta da 3 telai in *c.a.*, di cui solo il centrale tamponato, collegati da un diaframma di piano (Figura 2.26).

La prova, in scala 3 : 4, è stata condotta analizzando un modello rappresentante la campata centrale al piano terra di un prototipo di 5 piani e 3 campate<sup>20</sup>; il modello è stato sottoposto in successione alle accelerazioni dei sismi di Northridge (Tarzana) e Duzce, con amplificazione progressiva dell'intensità (Figura 2.27). In particolare, la simulazione *TAR4* corrisponde al terremoto di progetto (10 % probabilità in 50 anni), la *TAR6* al massimo terremoto atteso (2 % di probabilità in 50 anni), le *DUZ* a situazioni estreme.

<sup>19</sup>Modellando la struttura come oscillatore elasto-plastico ad 1gdL ed uguaglianza energetica delle curve.

<sup>20</sup>La comparazione tramite simulazioni EF del comportamento del modello e della sottostruttura del prototipo da cui il modello è tratto mostra buon accordo. Gli effetti di momento ribaltante sulla sollecitazione assiale dei pilastri e di modi superiori di vibrare provocano una variazione del 15 % (azione assiale) + 10 % (degli effetti dati dal primo modo di vibrare) tra le due simulazioni.

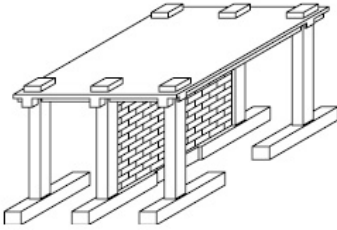


Figura 2.26: Geometria modello prove dinamiche, Hashemi e Mosalam (2006).

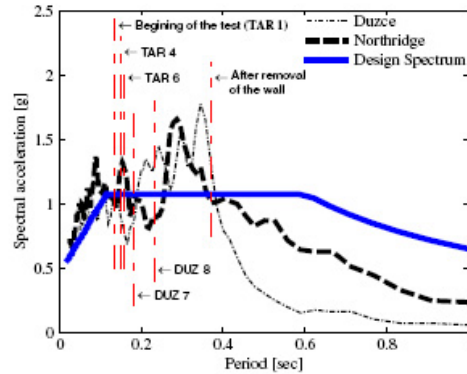


Figura 2.27: Spettri di risposta terremotoi Duzce e Tarzana e variazione periodo struttura, Hashemi e Mosalam (2006).

Le simulazioni hanno mostrato i seguenti aspetti:

- per sollecitazioni fino al 60% della sollecitazione di progetto (in termini di *PGA*) la perdita di rigidità tangente in fase di carico è al più pari al 9% del valore ottenuto in prova monotona, senza segni di danno; per il terremoto di progetto (*TAR4*) si ha un comportamento quasi lineare con perdita di rigidità del 15% e piccole fessure all'interfaccia tamponamento-pilastro; per il massimo terremoto atteso (*TAR6*) si ha una perdita di rigidità, dalla condizione iniziale del sistema al picco di risposta, del 21%, con fessure più diffuse e carico portato pari al 144% dei carichi gravitazionali totali; con *DUZ7* si ha una forte escursione in ambito inelastico e fenomeni di *pinching*, resistenza di picco pari a 180% dei carichi gravitazionali totali ed una grande fessura orizzontale alla fine del test; con *DUZ8* si nota la cessazione definitiva del contributo irrigidente del tamponamento e forte danneggiamento nel telaio (Figura 2.28);
- dall'elaborazione numerica dei risultati dei test, ipotizzando su ogni *run* rigidità media costante e coefficiente di *damping* costante, si nota un aumento di quest'ultimo all'aumentare dell'intensità della sollecitazione (Figura 2.29);

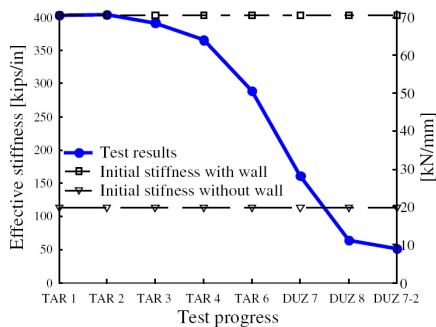


Figura 2.28: Variazione rigidezza telaio tamponato nel corso di test dinamici, Hashemi e Mosalam (2006).

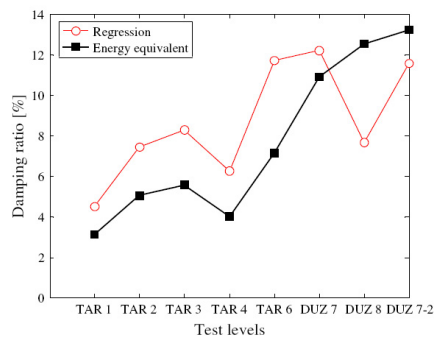


Figura 2.29: Variazione coefficiente damping telaio tamponato nel corso di test dinamici, Hashemi e Mosalam (2006).

- il collasso del tamponamento si registra con *DUZ7*, con una fessura a  $60^\circ$  rispetto all'orizzontale che si congiunge ad una fessura orizzontale nel terzo inferiore del telaio ed una serie di fessure a  $45^\circ$  sul lato opposto;
- finchè il tamponamento è integro porta la maggior parte del carico laterale (Figura 2.30);

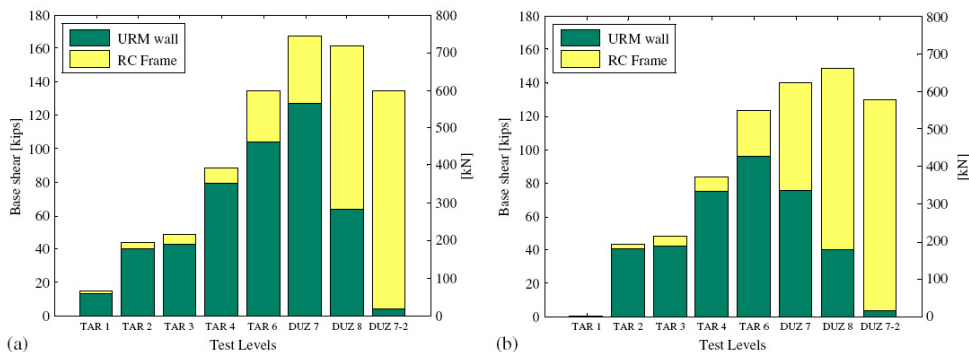


Figura 2.30: Variazione distribuzione del taglio tra gli elementi, al picco di taglio alla base ed allo spostamento di picco, Hashemi e Mosalam (2006).

- la presenza di tamponamento nel telaio centrale incrementa il taglio sul diaframma di piano (nel proprio piano); all'aumentare del degrado del tamponamento diminuisce la sollecitazione a taglio nel diaframma, la cui

rigidezza non registra cambiamenti improvvisi nel corso delle prove ed è pari a circa 1/8 della rigidezza a taglio elastica (a causa della fessurazione da carichi verticali);

- la presenza di tamponamento in un telaio lo rende più debole rispetto al telaio stesso nudo;
- le dimensioni del puntone equivalente proposte da FEMA 356 non sono coerenti con i risultati sperimentali: la dimensione da test è circa la metà di quella da “normativa”.

Attraverso test su tavola vibrante (6gdl), Dolce e altri (2005) hanno, tra l'altro, confrontato il comportamento di telai a 2 campate e 3 piani, tamponati (mattoni forati) e nudi, in scala 1 : 3,3, costruiti per avere bassa duttilità in una zona a bassa sismicità ( $PGA = 0,15$  g).

I test hanno messo in evidenza come la resistenza a collasso del modello tamponato sia circa doppia rispetto a quella del telaio nudo ( $PGA$  di 0,9 g, per un *roof drift index*<sup>21</sup> pari a 2,5 % contro 0,48 g e *roof drift index* maggiore del 3 %), e lo stesso rapporto vale per le rigidezze iniziali. Nel caso di telaio nudo, la struttura ha mantenuto un comportamento lineare fino ad un valore di  $PGA$  compreso tra 0,19 g e 0,28 g, mentre nel caso di telaio tamponato fino a circa 0,22 g, con un *drift* pari a 0,12 %<sup>22</sup>. Tra gli altri aspetti prestazionali, è da notare come a collasso il telaio tamponato porti un taglio alla base pari all'82 % del peso, contro il 49,7 % del telaio nudo. Le prestazioni valutate secondo FEMA 356 sono riportate in Tabella 2.3.

Tra i risultati di maggiore interesse vi è il confronto tra il *damping* strutturale (viscoso + isteretico) di telaio nudo e tamponato. Innanzitutto, il *damping* viscoso (circa costante e presente anche in campo elastico) è stimato essere maggiore per il telaio tamponato (linea orizzontale tratteggiata in Figura 2.31). È da notare come lo smorzamento strutturale per il telaio tamponato raggiunga un picco per la prova con  $PGA = 0,22$  g, nel corso della quale è attesa la fessurazione del tamponamento con relativi fenomeni dissipativi di carat-

<sup>21</sup>Massimo spostamento in sommità rapportato all'altezza totale.

<sup>22</sup>Il valore atteso di *drift* per avere *crushing* del tamponamento, valutato applicando il modello di puntone diagonale di Bertero e Klingner di dimensione data dalla formula di Mainstone, è pari a 0,124 %.

Tabella 2.3: Prestazioni secondo FEMA 356 di telaio nudo e tamponato da prove su tavola vibrante, Dolce e altri (2005).

Prestazione*	Telaio nudo			Telaio tamponato	
	$ID_{max}^{**}$ [%]	$PGA_{exp}$ [g]	$ID_{exp}^{**}$ [%]	$PGA_{exp}$ [g]	$ID_{exp}^{**}$ [%]
Imm. occupancy	1	0,19	$\approx 0,7$	0,63	0,9
Life safety	2	0,28	1,63	/	/
Coll. prevention	4	0,48	7,8	0,9	6,6

\* Prestazione valutata secondo FEMA 356  
 \*\* *Drift* interpiano

tere attritivo; oltre tale prova, secondo gli autori, il tamponamento è di fatto inefficace da un punto di vista dissipativo.

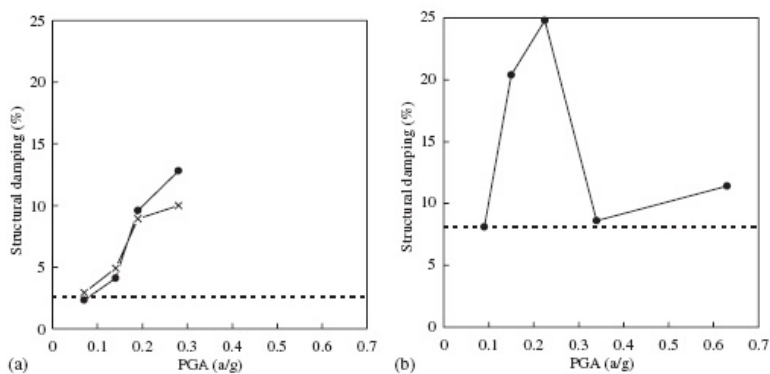


Figura 2.31: Confronto damping strutturale tra telaio nudo (a) e tamponato (b) in prove dinamiche, Dolce e altri (2005).

A margine della trattazione resta da notare come, mentre in genere la dissertazione circa il beneficio da tamponamento di telai sia ancora aperta, è sicuramente provato che una distribuzione di tamponamenti tale da generare eccentricità in piano sia dannosa in caso di sisma.

Fardis e altri (1999) hanno mostrato, in test su tavola vibrante, come la condizione di squilibrio torsionale peggiore per telai quadrati solo parzialmente tamponati probabilmente non si abbia nel caso di tamponamento presente su

due lati adiacenti ad uno stesso angolo, ma nel caso di tamponamento solo su 1 dei 4 lati. Nel primo caso, il primo modo di vibrare è di torsione intorno all'angolo comune alle campate tamponate, con frequenza molto simile a quella dei 2 modi traslazionali del telaio nudo. Lo spostamento di picco nel pilastro libero valutato secondo le due direzioni principali è minore o uguale a quello che si avrebbe nel telaio nudo sottoposto a sisma secondo le direzioni principali, ma ha luogo contemporaneamente nelle due direzioni. Nel secondo caso la situazione sembra molto più critica, perché le richieste di spostamento nei pilastri della campata “debole” sono maggiori.

### Test pseudo-dinamici

Per verificare i dettami del futuro EC8, Negro e Verzelletti (1996) hanno testato 3 telai (nudo, tamponato e con piano sofficie, 4 impalcati, 2 campate per ogni direzione, classe di duttilità “H”,  $PGA = 0,3g$ , amplificato del 50% per tenere conto di eventuale sovrarresistenza, tamponamento solo nei 2 telai esterni, dove presente) in scala 1 : 1, con test pseudo-dinamici basati su un accelerogramma dell'evento del Friuli del 1976.

Nel telaio nudo si è manifestato nel corso del test un aumento di periodo proprio, senza variazione di deformata modale (indice di danneggiamento uniforme). Il telaio tamponato (con mattoni forati a contatto con il telaio; da prove su prismi:  $f_{c, //} = 7,3 \text{ MPa}$ ,  $f_{c, \perp} = 2,4 \text{ MPa}$ ,  $f_t = 0,28 \text{ MPa}$ ), nel corso della prova ha mostrato completa distruzione del tamponamento dei primi due piani e danneggiamento diffuso nel terzo piano. Nel caso di piano debole, un danneggiamento è stato registrato solo per il tamponamento del primo piano tamponato (secondo piano in assoluto).

Il massimo spostamento in sommità per telaio nudo e con piano debole è stato molto simile, ma il massimo *drift* nel secondo caso è stato molto maggiore in quanto la richiesta di spostamento si è localizzata per la maggior parte nel piano debole. Il massimo taglio alla base, per telaio nudo e con piano debole, è simile, minore del 30% circa rispetto al caso completamente tamponato, praticamente a parità di accelerazione spettrale nei 3 casi (Tabella 2.4).

La dissipazione di energia, sempre decrescente all'aumentare della quota del piano, è avvenuta in modo stabile per il telaio nudo (con *pinching* dovuto allo scorrimento delle barre nei nodi trave-pilastro); con deterioramento di

Tabella 2.4: Variazioni delle grandezze correlate al sisma al variare della quantità di tamponamento, Negro e Verzelletti (1996).

Quantità	BF	FIF	SS
Frequenza fondamentale iniziale [Hz]	1,78	3,30	1,66
Accelerazione spettrale [1/g]	1,11	1,16	1,19
Massimo <i>drift</i> [%]	2,4	1,1	3,5
Massimo spostamento sommità [mm]	210	80	180
Massimo taglio alla base/peso [%]	0,40	0,62	0,47

BF: telaio nudo; FIF telaio completamente tamponato; SS: piano debole

rigidezza e resistenza dovuta al degrado del tamponamento per telaio completamente tamponato; similmente al telaio, ma localizzata solo al primo piano, nel caso di piano debole. Appare inoltre come la struttura con piano debole abbia assorbito più energia in assoluto (Figura 2.32).

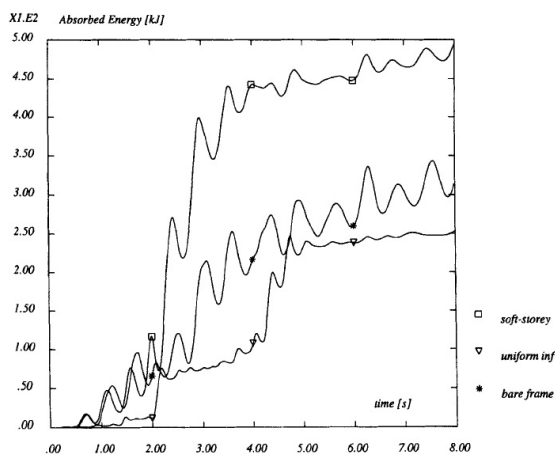


Figura 2.32: Energia assorbita da telai variamente tamponati, Negro e Verzelletti (1996).

Colangelo (2005) ha condotto prove pseudo-dinamiche nel piano su 13 telai (progettati secondo vari criteri sismici) tamponati con mattoni forati e malta di cemento. Le prove sono state condotte sottoponendo i provini (singola



campata, singolo piano, scala 1 : 2, rappresentativi del primo piano di un edificio di 4 piani) alle registrazioni sismiche di Tolmezzo (Friuli 1976). I tamponamenti analizzati erano piuttosto resistenti (in test su murature di dimensioni ridotte, la resistenza secondo le direzioni principali è tra i 2,2 MPa ed i 5,1 MPa, a taglio tra 0,35 MPa e 0,87 MPa, resistenza della malta tra 10,4 MPa e 25,1 MPa a compressione, tra 3,5 MPa e 4,9 MPa a flessione).

Le prove hanno indicato come i telai progettati secondo le normative più recenti (DM96 ed EC) abbiano riportato lievi danni flessionali, mentre quelli non sismoresistenti hanno manifestato fessurazione diagonale, sbriciolamento del calcestruzzo, esposizione delle barre di armatura (barre non corrugate).

Il secondo ciclo di prove, su telai degradati dal primo ciclo, ha mostrato anche per telai progettati secondo il DM96 (oltre a quelli non sismoresistenti) fenomeni di *spalling* e di instabilità dell'armatura longitudinale. Con l'eccezione dei telai con geometria più snella e dettagli da EC, il tamponamento ha sofferto danni importanti, generalmente imputabili al *crushing* della muratura: per i setti più snelli a metà altezza, per quelli più tozzi negli angoli.

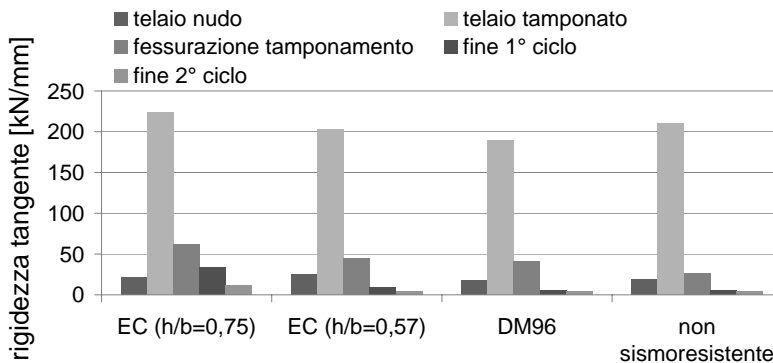


Figura 2.33: Variazione di rigidezza di telai tamponati per vari stadi di danneggiamento, elaborazione dati da Colangelo (2005).

La rigidezza iniziale dei telai tamponati è risultata essere di un ordine di grandezza superiore a quella dei telai nudi; questa tende alla rigidezza di telaio nudo al progredire del danno (Figura 2.33). È interessante notare che, rispetto alla previsione teorica della rigidezza del telaio (portale incastrato alla base in fase fessurata), la rigidezza reale con tamponamento è 3 – 7 volte maggiore. In Figura 2.34 si propone la variazione di periodo proprio all'aumentare del danneggiamento (rigidezza tangente da test).

Per quel che concerne la resistenza, si nota come la stima teorica del carico di picco, per meccanismo flessionale nel telaio nudo, sia 0,8 – 1,2 volte quello ottenuto alla fine del ciclo pseudo-dinamico finale. La resistenza del telaio tamponato è 1,6 – 2,3 volte quella teorica del telaio nudo alla fine del primo test pseudodinamico, 1,4 – 2,3 volte alla fine del secondo (Figura 2.35).

È stato inoltre notato come il *drift* di picco nei telai tamponati sia inferiore del 20% circa rispetto al telaio nudo, con conseguente maggior richiesta di duttilità (a causa della maggior rigidezza); lo smorzamento è confermato essere maggiore per telai tamponati (tendente al 20% per *drift* maggiore di 1,5%); la richiesta energetica per una stessa accelerazione sismica è superiore del 60% per un telaio tamponato rispetto ad uno nudo.

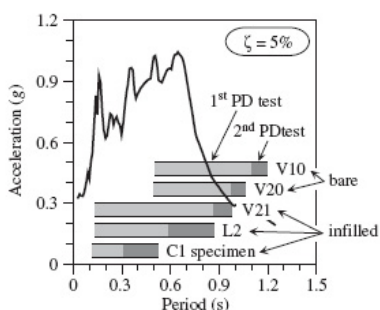


Figura 2.34: Variazione del periodo proprio di telaio tamponato per danneggiamento progressivo, Colangelo (2005).

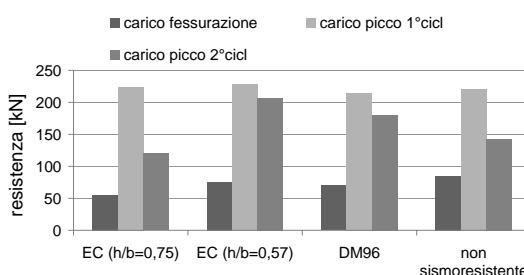


Figura 2.35: Variazione di resistenza di telaio tamponato dopo prove pseudo-dinamiche, elaborazione dati da Colangelo (2005).

L'autore ha notato come il comportamento in termini di spostamento di un telaio nudo con dettagli sismici sia più simile a quella di un telaio tamponato che a quella di un telaio nudo senza particolari sismici. Ancora una volta viene confermato come il tamponamento governi la deformazione locale del telaio, rendendolo asimmetrico e localizzando la deformazione (validando le considerazioni circa il puntone equivalente, almeno in termini di sollecitazione della trave).

Buonopane e White (1999) sulla base di una sperimentazione condotta su un telaio a doppia campata e due piani, hanno evidenziato come il meccanismo a puntone sia in grado di variare la distribuzione del taglio sui pilastri grazie al contatto che si realizza (localmente) tra il puntone ed il pilastro (Figura 2.36).

L'azione del puntone è evidenziata nella sperimentazione anche dalla distribuzione delle azioni assiali sul telaio, dove si ha un aumento della sollecitazione di trazione al piano terra a causa delle forze scaricate dal puntone sul nodo trave-pilastro. Sul lato scarico la variazione di compressione è invece limitata. La ragione potrebbe essere dovuta al fatto che il meccanismo a puntone risulta più efficace per trasferire a terra le sollecitazioni di compressione che in un meccanismo di pareti accoppiate equilibrerebbero il momento ribaltante sismico (per cui il sistema si comporta come una struttura reticolare; Figura 2.37).

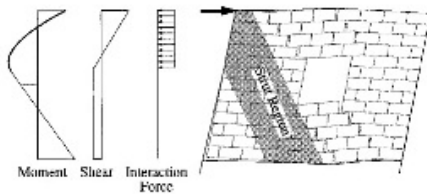


Figura 2.36: Taglio nella colonna di telaio tamponato, Buonopane e White (1999).

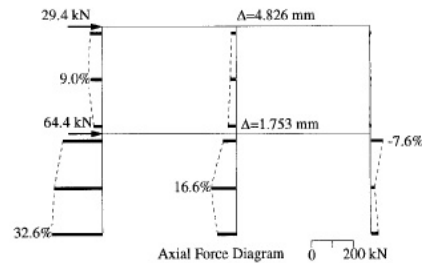


Figura 2.37: Azioni assiali sul telaio, Buonopane e White (1999)

## Test quasi statici

Klingner e Bertero (1978) hanno condotto analisi quasi-statiche su telai tamponati in scala 1 : 3, rappresentativi dei primi 3,5 piani di un edificio di 11 piani, su 3 campate di uguale luce. Le linee guida nella progettazione degli elementi sono state:

- disposizione di un'armatura molto fitta ( $\rho_s = 0,15\%$ ) per i pannelli di tamponamento per favorire fessurazione diffusa;
- calcolo di armatura a taglio tale da impedire collasso a taglio nel telaio (almeno ritardarlo rispetto al collasso a taglio dei pannelli).

Il tamponamento è caratterizzato da buone caratteristiche meccaniche (blocchi di resistenza a compressione 14,5 – 42,1 MPa, malta 30,3 MPa).

Nella prova su telaio nudo sono emersi meccanismo e carico di collasso simili a quelli ipotizzati, associati ad una deformabilità tale da aumentare l'effetto  $P - \Delta$ . Per i telai tamponati, dopo aver assistito al distacco tra telaio

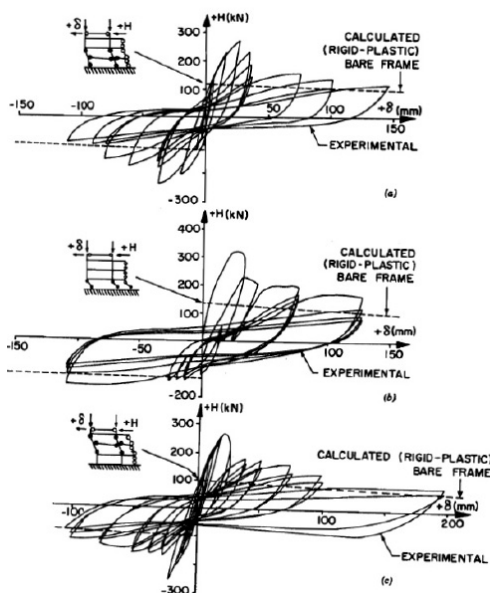


Figura 2.38: Relazione carico laterale spostamento per telaio danneggiato tamponato con blocchi di argilla ( $f_c = 42,1$  MPa, a), telaio vergine tamponato con blocchi argilla (b) e con blocchi di calcestruzzo ( $f_c = 14,5$  MPa, c), Klingner e Bertero (1978).

e tamponamento, il quadro fessurativo si è orientato verso il meccanismo a puntone diagonale. Il *crushing* di uno dei puntoni compressi ha portato ad una localizzazione di deformazione a taglio nel piano in questione. Ulteriori incrementi di carico hanno causato una diffusione locale dei danni nel telaio confinante con il pannello in crisi; la perdita di rigidità di piano ha portato ad incassare sempre maggiore deformazione inelastica fino alla genesi di un cinematismo laterale.

Le prove cicliche hanno evidenziato un *pinching* crescente ed un comportamento tendente a quello di telaio nudo al progredire del danneggiamento, con un'evoluzione comunque progressiva (Figura 2.38). La dissipazione di energia continua anche per cicli con *drift* elevati<sup>23</sup>, soprattutto per telai integri all'inizio della prova.

Mehrabi e altri (1996) hanno analizzato 12 telai tamponati (sia con mattoni forati che pieni<sup>24</sup>) progettati o per azioni sismiche (telai “forti”, da UBC91)

<sup>23</sup> 100 mm di spostamento corrispondono ad un *drift* del 3%.

<sup>24</sup> Con i mattoni forati si realizzano tamponamenti “deboli”, con i pieni “forti”.

o per carico da vento (telai “deboli”), in scala 1 : 2, singola campata ( $l/h = 1,5 - 2$ ). Il modello testato rappresenta la campata centrale al piano terra di un edificio di 12 piani e 3 campate.

La sperimentazione ha mostrato in generale un miglior comportamento per telai sismoresistenti accoppiati a tamponamenti in mattoni pieni. Il meccanismo di collasso è risultato essere influenzato dalla resistenza di telaio e tamponamento secondo (vedere anche Tabella 2.5):

- tamponamento debole: il comportamento è governato dallo scorrimento lungo i letti di malta, l'interazione telaio-tamponamento è relativamente limitata, la resistenza laterale è data dalla somma dei contributi flessionale del telaio ed a taglio del pannello (per scorrimento lungo i letti di malta);
- tamponamento forte e telaio debole: il comportamento è dominato da fessurazione diagonale e per scorrimento nel pannello e collasso a taglio del pilastro;
- tamponamento forte e telaio forte: resistenza dominata dal *crushing* d'angolo del pannello, con formazione completa del meccanismo a puntone e forte interazione telaio-tamponamento.

Tabella 2.5: Meccanismi di collasso (vedere anche Figura 2.40) in funzione di resistenza telaio e tamponamento, Mehrabi e altri (1996).

test	telaio	tamp.	mecc.	test	telaio	tamp.	mecc.
1	w	no	flessione	7	s	s	E3
2	w	w	D1	8	w	w	C7+E3
3	w	s	C7	9	w	s	C7
4	w	w	D1+E3	10	w	w	D1+E3
5	w	s	C7	11	w	s	C7
6	s	w	D1	12	w	s	C7

w: debole , s: forte, no: nessuno

Rispetto al telaio “debole” nudo, la rigidezza aumenta di 15 volte con tamponamento debole, di 50 con tamponamento forte, mentre la resistenza è rispettivamente 1,5 e 2,3 volte quella del telaio nudo. Per telaio “forte”, l'incremento di resistenza è pari a 1,4 volte (tamponamento debole) e 3,2 volte

(tamponamento forte) rispettivamente. Come asserito da altri autori, un aumento dell'azione assiale aumenta la rigidezza (del 30 %) e la resistenza (del 25 %) del sistema, a prescindere dal fatto che il carico agisca solo sui pilastri o anche parzialmente sulla trave. Le curve di carico monotono mostrano un incremento di resistenza al migliorare delle caratteristiche del pannello di tamponamento (Figura 2.39); un analogo beneficio si ha anche per prove cicliche in termini di energia dissipata per isteresi.

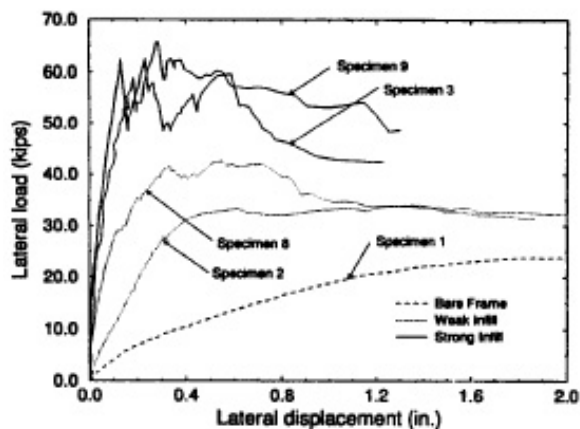


Figura 2.39: Curve carico monotono-spostamento per telai tamponati, Mehrabi e altri (1996).

La comparsa di fessure nel tamponamento è avvenuta per *drift* compatibili con lo stato limite di danno (0,17 – 0,46 %); il valore di *drift* per cui la resistenza residua è pari all'80 % del valore di picco, compatibile con esigenze prestazionali da stato limite ultimo, varia tra 1 % e 2 %.

Mosalam e altri (1997) hanno testato in modalità quasi-statica telai non sismoresistenti in acciaio, in scala ridotta 1 : 4. I telai, da 1 o 2 campate, sono stati realizzati a nodi parzialmente vincolati; i tamponamenti, realizzati dopo l'assemblaggio del telaio, sono di 2 tipi, a seconda del rapporto tra la resistenza a compressione delle unità ( $f_b$ ) e quella cilindrica della malta ( $f_{cyl}$ ):  $f_b/f_{cyl}$  vale 0,88 (prova I) e 1,65 (prova II)<sup>25</sup>.

Gli autori hanno notato nelle prove:

<sup>25</sup>Si tratta di tamponamenti resistenti, con valori di resistenza a compressione di malta e blocchi di cemento compresi tra 10 MPa e 19,3 MPa.

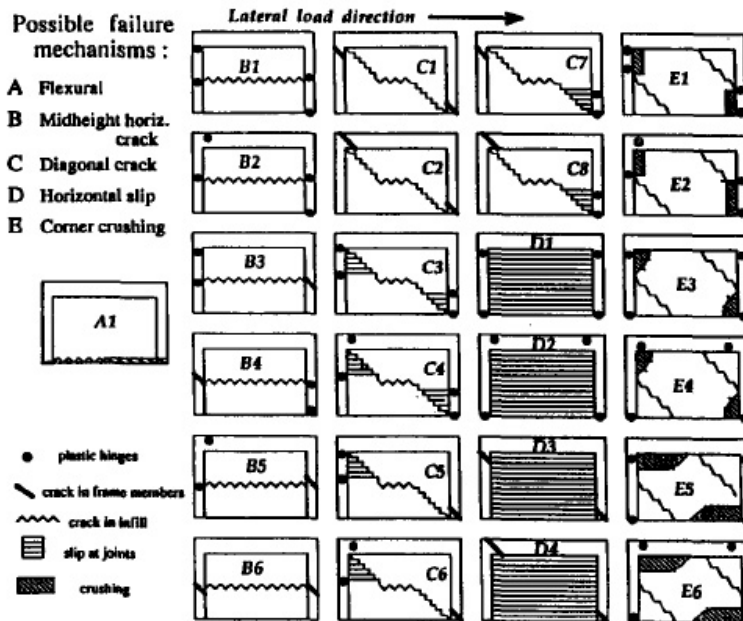


Figura 2.40: Possibili meccanismi di collasso per telai tamponati, Mehrabi e altri (1996).

- la curva di carico presenta tre fasi di comportamento (comuni a tutte le prove): una fase iniziale di non interazione telaio tamponamento, dovuta ad un *gap* costruttivo, verosimilmente originato da ritiro o da fessurazione pregressa (in cicli di carico), una zona di interazione elastica ed infine una zona di degrado di resistenza e rigidezza (Figura 2.41(a));
- la rigidezza relativa blocchi/malta determina la modalità di collasso del tamponamento: se i blocchi sono più deboli della malta la modalità è per *crushing* d'angolo, in caso contrario per fessurazione nella malta. Il carico ultimo è risultato poco influenzato (10%) dalla modalità di collasso del tamponamento (Figura 2.41(b));
- il carico ultimo per telaio a doppia campata è circa doppio di quello a singola campata, ma il rapporto tra le rigidezze è circa 1 : 1,7.

Papia *e altri* (2002) hanno cercato di validare sperimentalmente un modello in cui un ruolo centrale nella valutazione della rigidezza dei telai tamponati è assegnato alla rigidezza assiale dei pilastri, che condiziona la lunghezza di

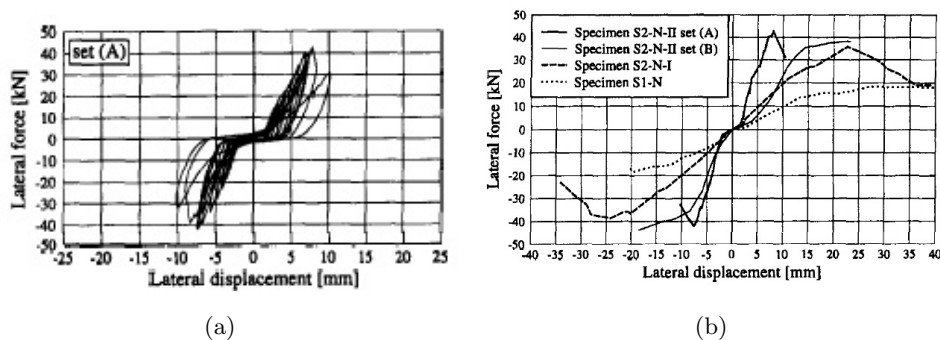


Figura 2.41: Curva carico spostamento per prova ciclica (a) e diagramma di inviluppo (b): S1, singola campata, S2 doppia campata, I e II differente rigidezza relativa tamponamento, set A prova su tamponamento integro, set B su tamponamento fessurato da set A, Mosalam e altri (1997).

contatto telaio-tamponamento. La sperimentazione, su 5 telai quadrati, singola campata e singolo piano<sup>26</sup>, tamponati con laterizio forato ( $f_{c, //} = 19,5$  MPa,  $f_{c, \perp} = 3,1$  MPa), o blocchi di calcarenite ( $f_c = 4$  MPa), è stata condotta in controllo di forza, in condizioni quasi-statiche.

È emerso come, se il tamponamento viene realizzato prima dell'applicazione dei carichi (per cui verrà compresso all'applicazione dei carichi, con aumento della lunghezza di contatto trave-tamponamento, e conseguente aumento della larghezza del puntone), la rigidezza laterale può aumentare del 50% rispetto ad una posa del tamponamento seguente all'applicazione dei carichi. La rigidezza iniziale dei telai tamponati con blocchi di calcarenite è risultata 14 volte circa quella del telaio nudo, con laterizio forato 5,5 volte circa; la resistenza per entrambi i tamponamenti è circa 4 volte maggiore rispetto al telaio nudo (Figura 2.42), il quadro fessurativo compatibile con l'effetto-puntone.

Al-Chaar e altri (2002) hanno valutato l'interazione telaio-tamponamento nel caso di telai in *c.a.* realizzati secondo normative redatte precedentemente all'introduzione di concetti costruttivi antisismici. Rispetto ai codici sismici attuali, i prototipi sono caratterizzati da un minor quantitativo di armatura a taglio, discontinuità dell'armatura longitudinale inferiore della trave nei nodi e materiali più deboli. I campioni, in scala 1 : 2, singolo piano con campata

<sup>26</sup>Su ciascun pilastro agisce un sovraccarico di 200 kN.



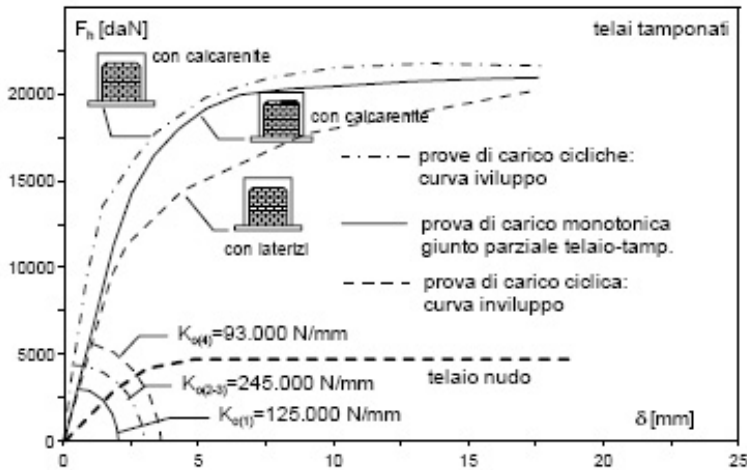


Figura 2.42: Confronto curve sperimentali per telai tamponati, Papia e altri (2002).

singola, doppia e tripla, tamponamento con blocchi di *cls* o mattoni, sono stati sottoposti a prove *pushover*.

La comparazione del quadro fessurativo tra tamponamento in mattoni e blocchi di calcestruzzo<sup>27</sup> indica i seguenti aspetti:

**tamponamento in blocchi di *cls*, 1 campata:** si ha una predominanza di fessure a taglio nei pilastri; il tamponamento subisce fessurazione diagonale che alla fine della prova isola 2 – 3 distinte lastre di tamponamento (Figura 2.43(a)), prima di fenomeni di *crushing* d'angolo;

**tamponamento in mattoni, 1 campata:** la prima fessura del tamponamento è allineata alla diagonale, cui ne segue una parallela ad isolare un puntone diagonale; altre fessure diagonali si formano nel puntone, andando a creare una serie di puntoni diagonali (Figura 2.43(b)); il telaio, a parte una fessura da taglio che ha origine all'inizio della prova, mostra fessure flessionali causate dallo spostamento dei mattoni;

**tamponamento in blocchi di *cls*, 2 campate:** la fessurazione del tamponamento si manifesta successivamente alla formazione della prima fessura

<sup>27</sup>Rigidezza e resistenza a compressione delle due murature sono comparabili; per i blocchi in *cls*:  $K = 328,1 \text{ kN/mm}$  e  $f'_m = 18,154 \text{ MPa}$ , per i mattoni:  $K = 343,9 \text{ kN/mm}$  e  $f'_m = 26,738 \text{ MPa}$ . La resistenza a taglio della muratura in blocchi di *cls* è doppia rispetto al caso in cui vengono utilizzati i mattoni:  $f'_v = 1,551 \text{ MPa}$  contro  $f'_v = 0,924 \text{ MPa}$ .

a taglio nel telaio; mentre il pannello di tamponamento più lontano dal punto di carico si comporta come nel primo caso elencato, nel portale più vicino al punto di carico si manifestano importanti fessure a taglio nelle colonne; dopo la separazione portale-tamponamento, si ha progressivo *crushing* e *spalling* del tamponamento vicino al punto di carico.

**tamponamento in mattoni, 3 campate:** la fessurazione a taglio è predominante; una fessura originata in prossimità del punto di carico si difonde di pannello in pannello passando attraverso i pilastri; queste fessure isolano zone di tamponamento intatte; fessure a taglio e tensionali si sviluppano nelle travi.

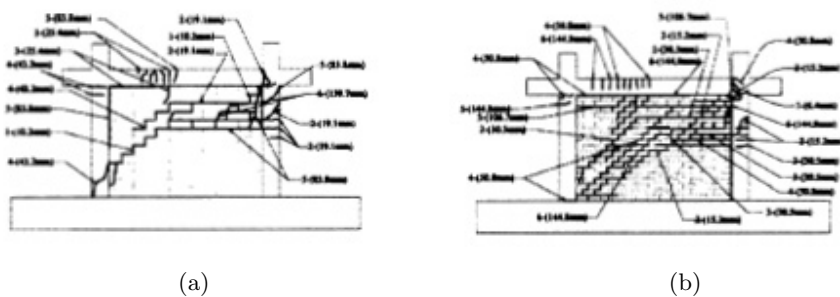


Figura 2.43: Quadro fessurativo portale tamponato: con blocchi di cls (a) e con mattoni (b), Al-Chaar e altri (2002).

Dal punto di vista delle curve forza-spostamento (Figura 2.44), emerge come il telaio nudo abbia comportamento duttile, nonostante i dettagli non-sismici. I due telai tamponati hanno mostrato una curva carico spostamento pressochè identica, con resistenza di picco 2,5 volte quella del telaio nudo, e resistenza residua molto simile a quella di picco. Nel caso di telai multicampata (ciechi), dopo il picco si manifesta un brusco calo di resistenza, più marcato nel caso di doppia campata.

Il comportamento di strutture a più campate è non-lineare, con meccanismo di collasso determinabile dalle caratteristiche meccaniche (resistenza a taglio ed a compressione) e geometriche del tamponamento, secondo una relazione del genere:

$$\frac{f'_m}{f'_v} \cdot \frac{n_1 h}{n_2 w} \leq 36,$$

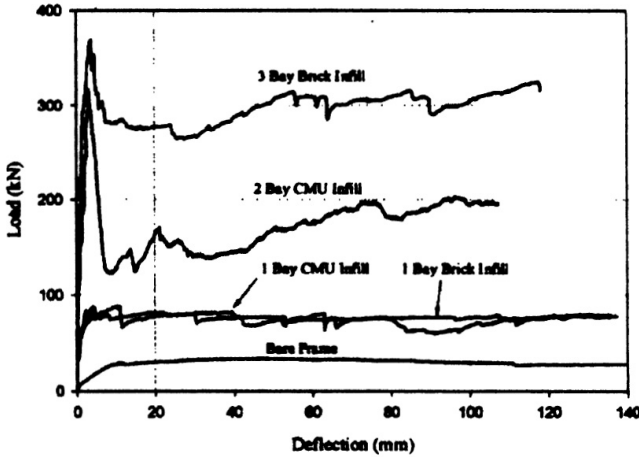


Figura 2.44: Curve carico spostamento per telai tamponati a singola, doppia e tripla campata, con tamponamento in blocchi di calcestruzzo e mattoni, Al-Chaar e altri (2002).

dove  $f'_m$  è la resistenza a compressione del tamponamento e  $f'_v$  quella a taglio,  $n_1$  e  $n_2$  numero di campate e piani rispettivamente,  $h$  e  $w$  altezza e larghezza del tamponamento.

### 2.2.2.2 Evidenze numeriche

Amanat e Hoque (2006) hanno valutato con analisi EF la bontà delle prescrizioni di codici sismici di vari paesi. Per le simulazioni è stato considerato un modello di tamponamento a puntone equivalente. Ne è emerso che la predizione di periodo proprio data dalle normative (da misure di campo) è in linea con i risultati simulati per telai tamponati, molto più rigida rispetto ai telai “nudi”. Gli autori propongono tuttavia una serie di coefficienti correttivi per considerare l’influenza di alcuni parametri trascurati dalle normative, quali quantità di tamponamenti (Figura 2.45), luce e numero delle campate. Altri aspetti, quali la rigidezza degli elementi del telaio o la distribuzione dei tamponamenti, a parità di quantità di tamponamento (Figura 2.46), sembrano essere meno significativi nella determinazione del periodo proprio fondamentale dell’edificio tamponato, almeno per edifici regolari.

Analisi del comportamento di edifici alti (14, 15 e 41 piani, Su e altri (2005)) hanno mostrato una sensibilità notevole delle simulazioni numeriche

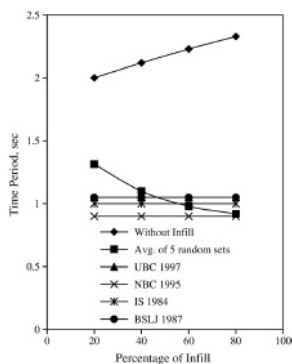


Figura 2.45: Influenza della percentuale di tamponamento sul periodo proprio per un edificio regolare, Amanat e Hoque (2006).

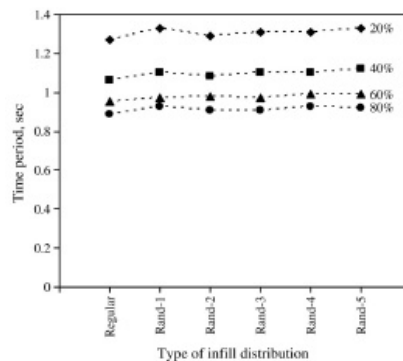


Figura 2.46: Effetto della distribuzione casuale dei tamponamenti in edificio regolare, Amanat e Hoque (2006).

alla modellazione delle componenti non strutturali. In particolare, per poter cogliere il periodo fondamentale di vibrazione nelle varie direzioni, gli autori hanno dovuto inserire nelle analisi anche il contributo di travi secondarie e della rigidità dei diaframmi di piano. Sotto tale livello di dettaglio, la differenza tra periodo fondamentale da simulazione e valore calcolato dalla misurazione di vibrazioni ambientali si attesta al massimo intorno al 4% per modi traslazionali ed al 6% per modi torsionali.

Gli stessi autori notano che per edifici in cui il sistema resistente è principalmente a telaio (quelli di 14 e 15 piani; si tratta di telai associati a gusci e muri a taglio) il periodo proprio da normativa è circa doppio di quello misurato *in loco* (1,40 – 1,15s contro 0,6s misurati). Il contributo alla rigidità totale dato dal telaio sismoresistente varia dal 9% al 22%, contro un contributo delle componenti non strutturali (tamponamenti e partizioni) del 61 – 83%.

L'edificio a sistema resistente con muri a taglio, alto 41 piani, è più rigido di quanto ipotizzato da normativa (pari a 1,39s misurato; circa 2,5s da normativa). In tal caso la rigidità è circa ripartita equamente tra elementi strutturali e non strutturali (25% contro 22%)<sup>28</sup>.

Al fine di cogliere comportamenti locali e tentare di prevedere il comportamento strutturale, anche se limitatamente ad elementi di piccole dimensioni

<sup>28</sup>Sebbene esuli dal contesto della tesi, è interessante notare che il 40% della rigidità in questo caso è fornita dalla deformabilità dei diaframmi di piano.

a causa di restrizioni computazionali, è necessario modellare i tamponamenti come elementi almeno bidimensionali; una modellazione a puntone equivalente infatti non può che essere una approssimazione fenomenologica della realtà.

Mehrabi e Shing (1997) hanno proposto un modello di interfaccia (per analisi con modellazione alla microscala semplificata del tamponamento, presentato in Sezione 2.3.2.1) in grado di cogliere il meccanismo di rottura e di predire ragionevolmente bene il carico ultimo di telai tamponati. Nel caso di telaio non sismico e tamponamento con mattoni forati si coglie ad esempio il meccanismo dominato da scorrimento lungo i letti di malta (Figura 2.47).

Quello che preme qui sottolineare è la non completa affidabilità dei test utilizzati per la calibrazione dei parametri del modello. In particolare, il modello di interfaccia utilizzato nella simulazione EF non funziona bene utilizzando la rigidità elastica tangenziale (assunta costante) ed assiale iniziale dei giunti derivata da test di taglio diretto. Per avere un *fitting* dei risultati sperimentali, i due parametri sono stati assunti più di 20 volte il valore da test di taglio su giunti. Per cui, l'utilizzo di grandezze calibrate su prove locali per analisi strutturali può non essere garanzia di buoni risultati. Particolare interessante è che, nel caso di telai in calcestruzzo armato, la perdita di aderenza delle barre di acciaio influenza le analisi numeriche solo nel caso di telai nudi.

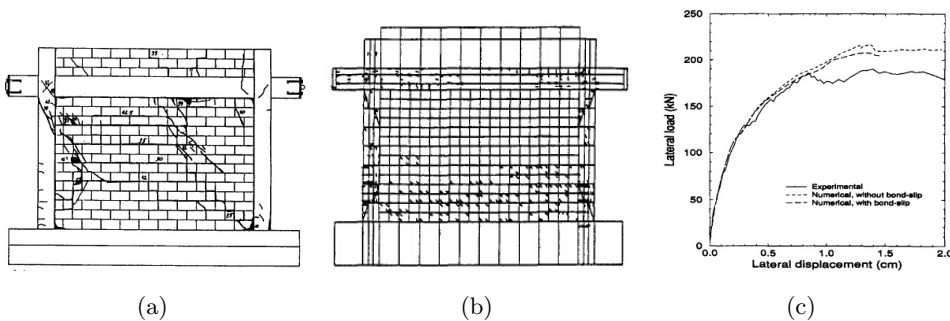


Figura 2.47: Comparazione risultati sperimentali/risultati numerici per telaio non sismico tamponato con mattoni forati: quadro fessurativo sperimentale (a) e numerico (b), curve forza-spostamento (c), Mehrabi e Shing (1997).

Doudoumis (2007) ha studiato l'influenza di una serie di parametri sui risultati di analisi elastiche ad elementi finiti di portali tamponati. L'analisi elastica è considerata un mezzo efficace perchè permette di avere un primo quadro affidabile dello stato di sollecitazione e deformativo delle strutture.

Supponendo di trattare il problema del contatto tramite una serie di nodi accoppiati, uno sul telaio e l'altro sul pannello, con condizioni di contatto variabili, è emersa una serie di problemi di modellazione.

Un parametro fondamentale per la definizione dello stato di sforzo è la rigidezza relativa trave/pilastro, non sempre presa in adeguata considerazione per la formulazione di modelli di puntone equivalente. Per quel che concerne la rigidezza laterale:

- il problema di contatto deve essere risolto con condizioni di vincolo unilatero: che il vincolo sia o meno frizionale varia la rigidezza del sistema del 25 %; vincoli bilateri aumentano la rigidezza rispetto all'unilatero senza attrito di valori variabili dal 75 % al 300 % (caso di incastro relativo telaio-tamponamento);
- per dimensioni tradizionali dei portali, una *mesh*  $4 \times 4$  fornisce risultati sufficientemente accurati (errore minore del 5 % rispetto ad una *mesh*  $12 \times 12$ ) dal punto di vista della rigidezza;
- all'aumentare della rigidezza relativa del tamponamento rispetto al telaio, la raffinatezza della *mesh* deve crescere per avere accuratezza dei risultati (nei limiti indicati al punto precedente);
- la scelta del coefficiente di attrito influisce sulla rigidezza del sistema (con relazione quasi lineare); l'incremento di rigidezza dipende da rapporto d'aspetto e dal rapporto tra l'inerzia dei pilastri e delle travi: a parità di rapporto d'aspetto e di coefficiente d'attrito, pannelli più rigidi e/o travi meno rigide dei pilastri ( $J_2 < J_1$  in Figura 2.48) portano ad un incremento maggiore della rigidezza del sistema;
- l'influenza sulla rigidezza laterale di una scelta tra ortotropia ed isotropia aumenta all'aumentare della rigidezza e del grado di anisotropia del sistema ed al diminuire del rapporto d'aspetto ( $L/h$ );
- la rigidezza del sistema è proporzionale quasi linearmente alla rigidezza del tamponamento;
- la rigidezza del sistema aumenta all'aumentare della rigidezza relativa dei pilastri rispetto alle travi.

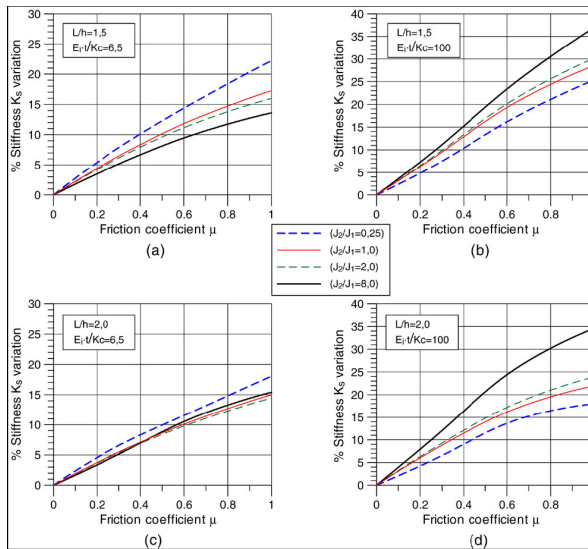


Figura 2.48: Influenza di parametri geometrici ed attrito sulla rigidezza laterale di portali tamponati, Doudoumis (2007).

Dal punto di vista degli sforzi:

- in caso di vincolo unilatero la scelta tra vincolo frizionale e non varia lo sforzo massimo, minore nel caso frizionale, del 20%;
- per avere una descrizione accurata del campo di sforzi si deve raffinare la *mesh* anche oltre il  $4 \times 4$  definito in precedenza;
- la scelta del coefficiente d'attrito influisce limitatamente sul quadro di sforzo, ma incide notevolmente nella valutazione dei massimi valori di sforzo;
- l'influenza sui massimi valori di sforzo di una scelta tra ortotropia ed isotropia aumenta all'aumentare del grado di anisotropia del sistema ed al diminuire del rapporto d'aspetto ( $L/h$ ). In ogni caso, se il grado di ortotropia è compreso tra  $1/2$  e  $2$  e  $L/h > 1,5$ , l'ortotropia non influenza molto i risultati;
- i massimi momenti sollecitanti diminuiscono al diminuire della rigidezza relativa trave/pilastro; tale diminuzione è maggiore all'aumentare della rigidezza del tamponamento.

D'Ayala *e altri* (2009) hanno valutato numericamente il comportamento di strutture a telaio in calcestruzzo armato tamponato con muratura (utilizzando per il tamponamento un approccio continuo non-lineare a fessura diffusa, attraverso il codice commerciale *Algor*), di dominio monoassiale illustrato in Figura 2.49(a), con la finalità di simulare le evidenze sperimentali di Al-Chaar *e altri* (2002) (Sezione 2.2.2.1; Figura 2.43). La tecnica di modellazione del materiale permette di ottenere una approssimazione molto buona per i telai a singola campata (Figura 2.49(b)), mentre nel caso di doppia campata il comportamento simulato è molto più duttile di quanto non sia nella realtà (Figura 2.49(c)). Gli autori sottolineano l'importanza di una corretta modellazione del comportamento a taglio del telaio in *c.a.* per un'accurata descrizione del problema dell'interazione.

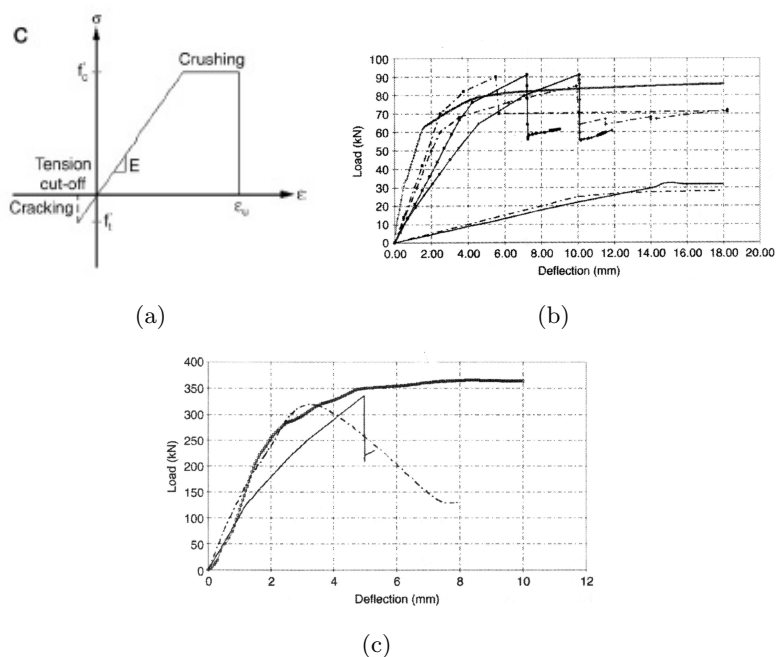
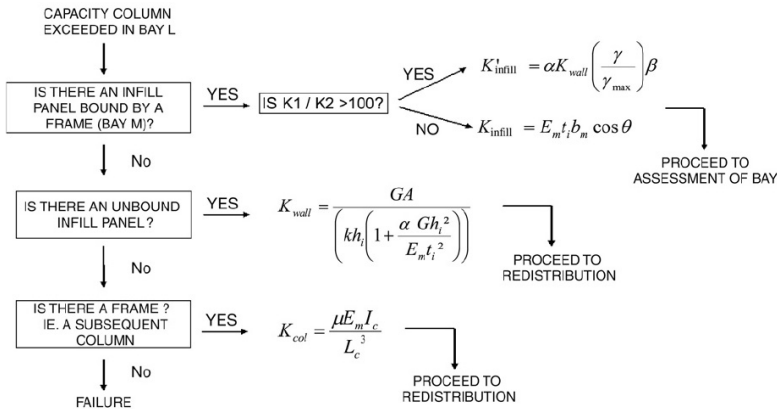


Figura 2.49: Comportamento monoassiale tamponamento per analisi numeriche (a), simulazione di telaio in *c.a.* tamponato 1 campata (b) e 2 campate (c), D'Ayala e altri (2009).

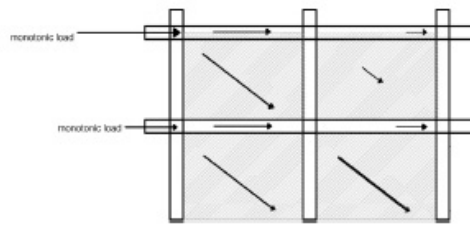
Una problematica sollevata dai medesimi autori è quella della redistribuzione delle forze laterali, che coinvolge spesso l'intera struttura, in seguito al collasso per taglio nelle colonne. L'argomento è approcciato (codice di calcolo *DRAIN*



3DX) con la tecnica di redistribuzione di Figura 2.50. La rigidezza, parametro che governa la redistribuzione, viene valutata sulla base della qualità del confinamento (se presente), e sulla modalità di collasso iniziale e finale del sistema di tamponamento.



(a)



(b)

Figura 2.50: Tecnica di redistribuzione delle sollecitazioni laterali in seguito a collasso per taglio dei pilastri (a) e redistribuzione in telaio multipiano e multicampata (b), D'Ayala e altri (2009).

### 2.2.2.3 Influenza delle aperture sull'interazione nel piano

La presenza di aperture riduce la resistenza in modo non proporzionale alla riduzione di area del pannello (Shing e Mehrabi (2002)).

Mosalam e altri (1997) hanno analizzato con prove pseudo-dinamiche l'effetto di aperture su telai in acciaio a 2 campate (vedere anche 2.2.2.1).

Gli autori sottolineano come la presenza di aperture riduca del 40% la rigidezza per tamponamento non fessurato. Il comportamento risulta più dut-

tile, con una differenza più marcata tra carico di prima fessurazione e carico ultimo, crescente all'aumentare della dimensione delle aperture. La presenza di finestre non incide sulla resistenza, mentre la presenza di porte la riduce del 20% (Figura 2.51).

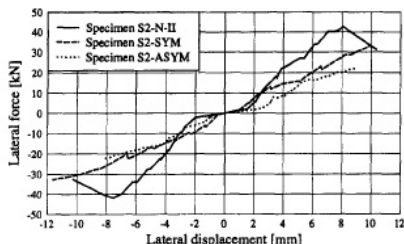


Figura 2.51: Involuppo di cicli di isteresi per telai tamponati integri ciechi, con aperture simmetriche e non simmetriche, Mosalam e altri (1997).

Asteris (2003) ha mostrato come le aperture alterino la lunghezza di contatto tra telaio e tamponamento; per questo motivo l'autore propone la seguente formulazione semplificata per la stima della larghezza del puntone equivalente in presenza di aperture:

$$(w/d) = 0,175\lambda(\lambda h)^{-0,4},$$

$$\lambda h = h\sqrt[4]{\frac{E_b t \sin 2\theta}{4E_s I h}},$$

dove  $E_b, t, h$  rappresentano le grandezze relative al tamponamento (modulo elastico, spessore ed altezza),  $E_s, I$  quelle relative al telaio (modulo elastico ed inerzia),  $\theta$  l'angolo tra il puntone e l'orizzontale e  $\lambda$  un fattore di riduzione in funzione di dimensione e localizzazione delle aperture. La variazione di lunghezza di contatto per le analisi considerate è proposta nella seguente Figura 2.52.

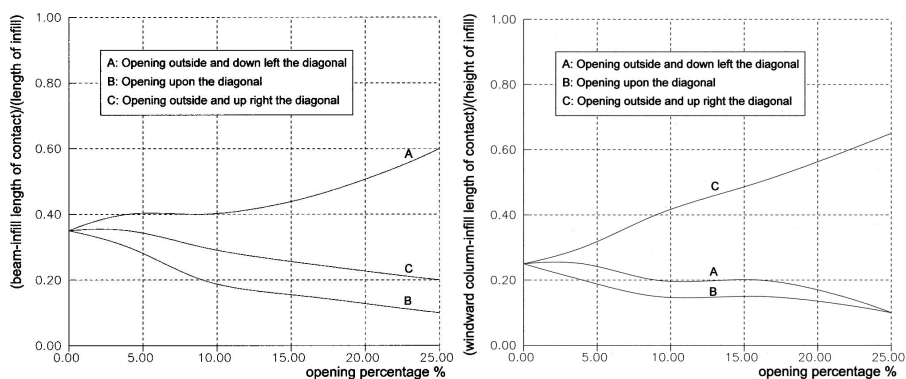


Figura 2.52: Lunghezza di contatto trave-tamponamento (sinistra) e pilastro-tamponamento (destra) per telaio singolo piano e singola campata, Asteris (2003).

Analisi condotte su telai multipiano attraverso il medesimo programma EF hanno evidenziato come la distribuzione del taglio nelle colonne sia fortemente influenzata dalla presenza di piani deboli (Figura 2.53).

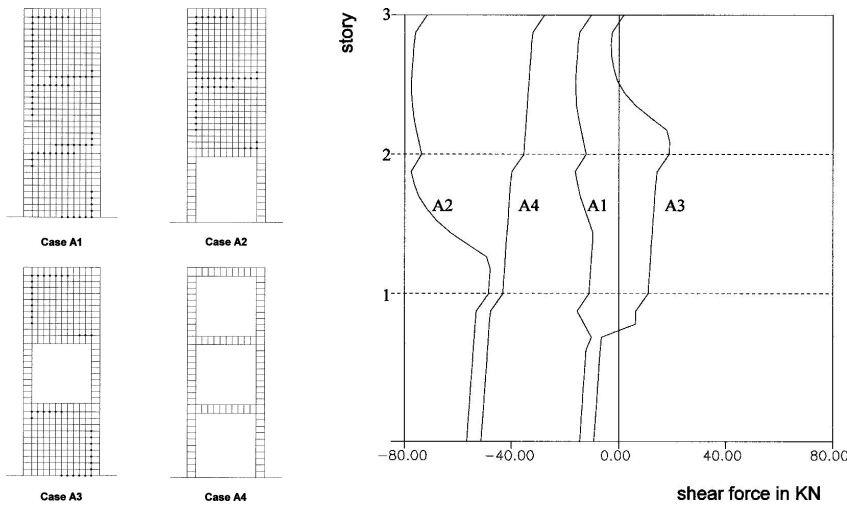


Figura 2.53: Geometria telaio-tamponamento (sinistra) e distribuzione del taglio nella colonna di sinistra (destra), Asteris (2003).

Il già citato lavoro di Buonopane e White (1999) (Sezione 2.2.2.1) permette interessanti considerazioni sull'influenza delle aperture sul quadro fessurativo di telai tamponati (Figura 2.54). La presenza di finestre al primo piano forza i puntoni che si formano ad essere molto inclinati per ragioni geometriche (vedere anche Figura 2.36). La fessurazione del primo piano è in direzione diagonale, originata dai vertici delle aperture, e si manifesta già per azioni sismiche limitate. Il quadro fessurativo resta pressochè invariato nell'evoluzione della prova, ed il passaggio da  $PGA = 0,55$  g a  $PGA = 0,80$  g provoca solo la formazione di fessure secondarie. La fessurazione a scalino si presenta quindi stabile, e le forti compressioni nel puntone, molto inclinato rispetto all'orizzontale, impediscono lo scorrimento lungo i letti di malta per l'incremento della componente normale della sollecitazione rispetto a quella tagliante.

Al piano terra, essendo i puntoni più orizzontali ed il taglio maggiore, si ha una minore resistenza a taglio lungo i giunti di malta (i carichi gravitazionali, a causa del distacco pannello-telaio, non forniscono adeguata compressione, essendo quasi interamente portati dal telaio). Lo scorrimento al piano terra si manifesta esplicitamente nei diagrammi taglio alla base-spostamento del punto

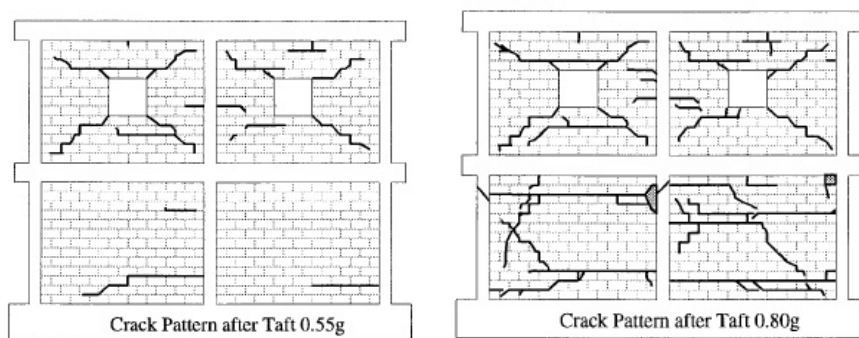


Figura 2.54: Quadro fessurativo per differenti sollecitazioni sismiche, Buonopane e White (1999).

di controllo, con una perdita di resistenza in corrispondenza della formazione delle fessure. Una volta che le fessure principali hanno raggiunto il telaio, la struttura ricomincia a prendere carico (Figura 2.55).

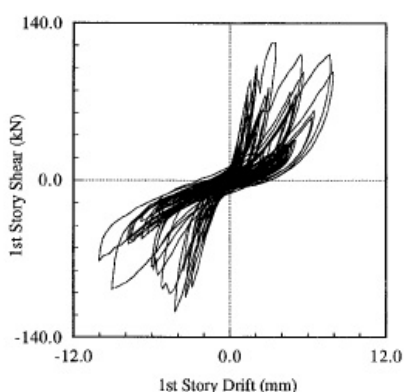


Figura 2.55: Cicli isteretici per telaio tamponato, Buonopane e White (1999).

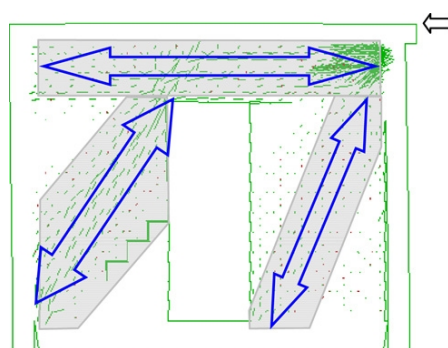


Figura 2.56: Puntone inclinato in presenza di aperture, Mohebkhah e altri (2008).

Mohebkhah e altri (2008), attraverso analisi con elementi discreti calibrate su test sperimentali, sembrano confermare la formazione di puntone diagonali ai lati delle aperture (Figura 2.56). Gli autori mettono in evidenza come la presenza di un telaio (nello specifico in acciaio, di sezione  $120 \times 60$  mm) a supporto della porta possa incrementare la capacità della struttura di più del 20%, migliorando il confinamento del puntone sopravento.

### 2.2.2.4 Interazione fuori piano

Shing e Mehrabi (2002) (citando Flanagan e Bennett (1999)) riportano come l'effetto-arco (Figura 2.57), meccanismo resistente fuori piano per murature confinate, possa essere significativo fino al punto da rendere non necessaria la presenza di connessioni tra telaio e tamponamento. Nello studio di cui sopra, è emerso come un tamponamento spinto precedentemente fino all'80% della sua resistenza in piano, mantenga più del 70% della resistenza fuori piano (snellezza  $h/t = 11$ ), da cui si evincerebbe una interazione negligibile delle risposte in piano e fuori piano dal punto di vista della resistenza.

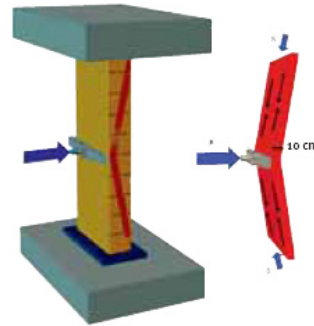


Figura 2.57: Arco naturale nei tamponamenti caricati fuori piano, Da Porto e altri (2007).

Tuttavia, per snellezze più elevate (fino a 34), Angel e altri (1994) hanno stimato un decremento di resistenza fuori piano anche nell'ordine del 50% dovuta all'interazione con sollecitazione in piano.

Bashandy e altri (1995) hanno mostrato in test su tavola vibrante come tamponamenti di snellezza pari a 18 possano resistere ad accelerazioni fuori piano pari anche a 10 g.

Studi condotti recentemente da Da Porto e altri (2007) hanno analizzato il comportamento di tamponamenti in laterizio forato sottoposto a carichi fuori piano. La possibilità di formazione dell'arco<sup>29</sup> dipende dallo spessore del tamponamento (se troppo snello non si sviluppa il meccanismo) e dall'orientamento dei fori dei laterizi (se la foratura è verticale si sviluppa il meccanismo globale ad arco, se è orizzontale si ha collasso locale con lesioni a 45° nei setti dei laterizi). La disposizione dei fori verticali consente di ottenere carichi di rottura 4 volte superiori rispetto alla configurazione con fori orizzontali. La sperimentazione, di carattere quasi-statico e condotta su elementi non danneggiati, quindi non dal lato della cautela, ha dato ampi margini di sicurezza rispetto alle richieste della normativa OPCM 3431 per i tamponamenti. Anche

<sup>29</sup>Lo spessore dell'arco è poco meno di 1/3 dello spessore del tamponamento.

nel caso punitivo di edifici di 5 e 10 piani, zona 1, terreno di fondazione di tipo D, si ha una resistenza sperimentale 12–39 volte maggiore della richiesta.

Fardis *e altri* (1999) hanno mostrato, in una sperimentazione su tavola vibrante, come tamponamenti di spessore di 115 mm ed 80 mm, su un interpiano netto di 2,5 m siano in grado di sostenere accelerazioni laterali rispettivamente di 1,75 g e 1,3 g, senza espulsione fuori piano o danneggiamento significativo.

### 2.2.3 Modellazione dell'interazione telaio-tamponamento alla macroscale

La modellazione analitica più semplice del problema di interazione prevede la sostituzione del tamponamento con un puntone (biella) equivalente (Figura 2.58), le cui caratteristiche meccaniche sono comunque di non facile individuazione.

Da notare che, quando un telaio è tamponato, la principale azione resistente ai carichi laterali è svolta dai tamponamenti (molto più rigidi del telaio). Infatti, ipotizzando i tamponamenti come bielle congiungenti i nodi del telaio, si limita l'azione flettente e tagliante agente sui telai, per cui la struttura resistente è quasi una reticolare con elementi che lavorano principalmente ad azione assiale. Essendo i tamponamenti bidimensionali, ed il contatto non puntuale, si ha comunque uno scambio di sollecitazioni che carica gli elementi del telaio a taglio e flessione.

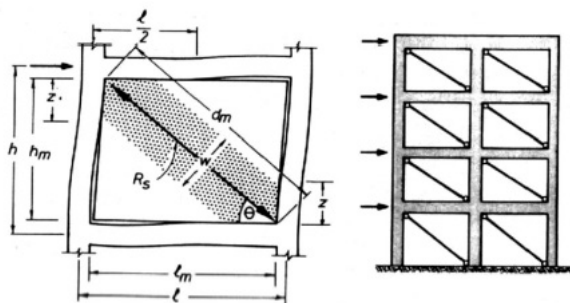


Figura 2.58: Concetto di puntone equivalente per analisi alla scala strutturale, Paulay e Priestley (1992).

La trattazione della problematica dell'interazione alla scala strutturale può essere condotta praticamente solo con un approccio di questo genere, per esi-

genze computazionali e di ragionevole durata delle analisi. Tuttavia, come già detto, il metodo non permette di cogliere problematiche locali di interazione.

### 2.2.3.1 Trattazione analitica di base - modelli semplici

Il concetto di puntone equivalente è stato introdotto in Polyakov (1960).

Holmes (1961), tra i primi, ha proposto una trattazione derivata da sperimentazione su telai in acciaio tamponati con calcestruzzo o muratura.

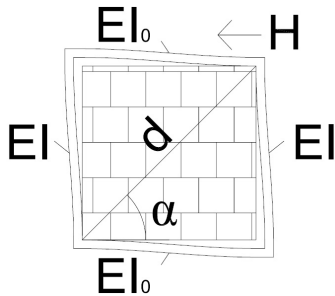


Figura 2.59: Modello per calcolo elastico di resistenza telaio tamponato, Holmes (1961).

La modellazione deriva da un calcolo elastico, ipotizzando che la lunghezza di contatto telaio-tamponamento sia garantita solo lungo gli angoli caricati. In tal caso, si forma un puntone diagonale, la cui larghezza è pari ad  $1/3$  della lunghezza della diagonale<sup>30</sup>. Il carico di rottura è quello per cui si ha *crushing* del tamponamento, e dipende dalla deformazione (stimata) del tamponamento a collasso ( $e'_c$ ), dalla resistenza a compressione del tamponamento ( $f_c$ ), secondo la formula

(grandezze indicate in Figura 2.59):

$$H = \frac{24EIe'_cd}{h^3 \left(1 + \frac{I}{I_0} \cot \alpha\right) \cos \alpha} + Af_c \cos \alpha.$$

Secondo l'autore, l'errore massimo stimato tra test sperimentali e predizione analitica è circa del 14%, con l'eccezione del caso di telaio tamponato con mattoni forati (si deve considerare che i valori di  $e'_c$  ed alcuni dei valori di  $f_c$  sono tratti da letteratura e non da test specifici).

Di poco successiva è l'opera di Stafford Smith (1966); la sperimentazione da cui deriva il modello proposto è stata condotta su telai quadrati caricati diagonalmente, in scala ridotta (circa  $15 \times 15$  cm) tamponati con materiale isotropo plastico a compressione, non connesso al telaio in acciaio saldato negli angoli (sezione costante per i telai, variabile nel corso dei vari cicli di prova).

In particolare l'autore ha evidenziato la centralità del parametro  $\lambda\ell$  (che rappresenta la rigidità relativa telaio-tamponamento, similmente alla trat-

<sup>30</sup>Valore derivato da un andamento lineare dello sforzo di contatto telaio-tamponamento lungo i lati di telai quadrati.

tazione di trave su suolo elastico), a cui sono correlate gran parte delle caratteristiche meccaniche della struttura, definito secondo:

$$\lambda\ell = \sqrt[4]{\frac{E_c t}{4EI\ell'}};$$

i parametri  $E_c, t, \ell'$  si riferiscono al tamponamento, il resto al telaio.

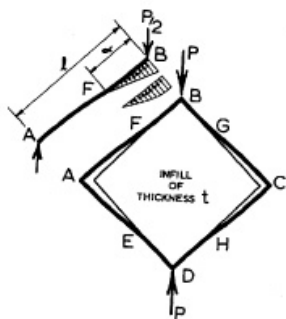


Figura 2.60: Deformata qualitativa telaio tamponato, Stafford Smith (1966).

La rigidità diagonale del telaio tamponato è calcolabile passando attraverso la lunghezza di contatto telaio-tamponamento ( $\alpha\ell$  di Figura 2.60), secondo:

$$\frac{\alpha}{\ell} \approx \frac{\pi}{2\lambda\ell}.$$

Partendo dal parametro si può predire la larghezza del puntone diagonale equivalente (per via teoretica si ha una sovrastima della dimensione, per cui l'autore fa riferimento ai risultati sperimentali); da qui è possibile ricavare le

caratteristiche meccaniche del sistema.

Il modello analitico elastico proposto per la valutazione della rigidità del pannello è basato sull'approssimazione alle differenze finite dell'equazione biarmonica (Stafford Smith (1962)):

$$\frac{\partial^4 \chi}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 \chi}{\partial y^4} + 2 \frac{\partial^4 \chi}{\partial x^2 \partial y^2} = 0, \tag{2.1}$$

dove  $\chi$  è la funzione di *Airy* degli sforzi, con applicazione al solo pannello di una determinata distribuzione di sforzi negli angoli della diagonale caricata, lungo una linea di dimensione pari alla lunghezza di contatto.

É stato notato che, per telai caricati diagonalmente, tanto più è rigido il telaio rispetto al tamponamento, tanto maggiore è la lunghezza di contatto. Per valori del parametro  $\lambda\ell$  maggiori di 5 il contributo irrigidente del telaio è praticamente nullo. Il parametro  $\lambda\ell$  è in grado di indicare il carico di collasso del tamponamento<sup>31</sup> (per *crushing*), secondo:

$$R_c = \frac{\pi}{\sqrt{2}\lambda\ell}.$$

<sup>31</sup>É poi possibile risalire al carico totale di collasso totale, funzione di  $\lambda\ell$ .



Per telai caricati lateralmente, la previsione di lunghezza di contatto è valida per pilastro-tamponamento, ma non per pilastro-trave.

La formulazione proposta da Mainstone (1974) (in Biondi *e altri* (2000)) è estesa a geometrie rettangolari; nel caso di telai in calcestruzzo armato e tamponamento in laterizio, valgono le seguenti relazioni per la stima della larghezza del puntone in rapporto alla lunghezza della diagonale del pannello:

$$\begin{aligned} \frac{b_w}{d_w} \text{ fess.} &= 0,76 \sin 2\theta \left( \frac{E_w t_w h^4 \sin 2\theta}{E_c I_p h_w} \right)^{-0,22}, \\ \frac{b_w}{d_w} \text{ int.} &= 0,20 \sin 2\theta \left( \frac{E_w t_w h^4 \sin 2\theta}{E_c I_p h_w} \right)^{-0,1}, \\ \frac{b_w}{d_w} \text{ ult.} &= 0,192 \sin 2\theta \left( \frac{E_w t_w h^4 \sin 2\theta}{E_c I_p h_w} \right)^{-0,1}, \end{aligned}$$

dove la prima equazione rappresenta la condizione di fessurazione, la seconda una condizione di rigidità secante e l'ultima la condizione ultima.

Saneinejad e Hobbs (1995) hanno proposto un metodo di calcolo per valutare la resistenza laterale di telai tamponati. Sulla base di esperienze precedenti, gli autori hanno notato come: la resistenza cresca fino ad un picco raggiunto per spostamenti laterali comunque piccoli, dopodiché la crisi del tamponamento, poco duttile, determina una perdita di resistenza; la lunghezza di contatto tra puntone equivalente e telaio è al più pari al 40% della lunghezza di trave o pilastro; la forza di contatto tamponamento-telaio è di carattere frizionale, dipendente dal rapporto d'aspetto del sistema; la formazione di cerniere plastiche negli angoli caricati dal puntone equivalente precede il carico di picco del sistema; il resto del telaio è elastico, ben distante dal carico di plasticizzazione (circa 20%  $M_{pl}$ ).

Basato sulle ipotesi in precedenza elencate, derivate da analisi nonlineari ad elementi finiti, è stato proposto un modello di calcolo che fornisce un *lower bound* della resistenza, essendo basato su relazioni di equilibrio (la geometria è illustrata in Figura 2.61). Il collasso è raggiunto per combinazione di taglio ed azione assiale nel tamponamento o per scorrimento lungo i letti di malta, nel caso di pannello in muratura. La formulazione è la seguente:

$$H = R \cos \theta + \frac{2M_{pj}}{h}$$

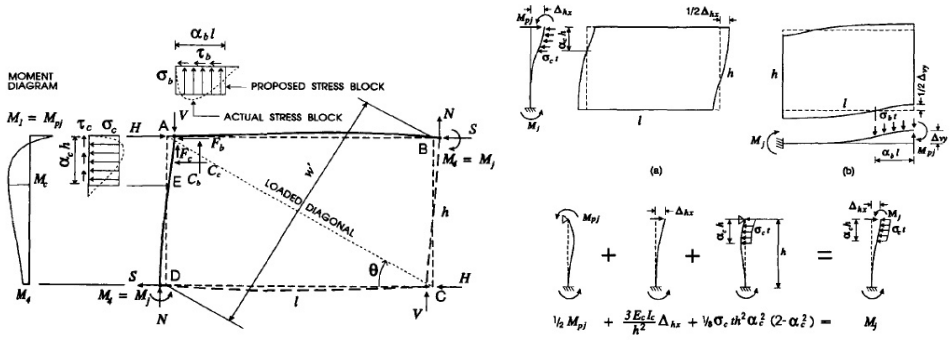


Figura 2.61: Modello per il calcolo della resistenza di puntone ( $sx$ ) e sollecitazioni sugli elementi del telaio ( $dx$ ) Saneinejad e Hobbs (1995).

$$R = \begin{cases} \frac{(1-\alpha_c)\alpha_c t h \sigma_c + \alpha_b t l \tau_b}{\cos \theta} & \text{crushing d'angolo;} \\ \frac{0,5 h' t f_a}{\cos \theta} & \text{crushing diagonale;} \\ \frac{\gamma v t l'}{(1-0,45 \tan \theta') \cos \theta} & \text{scorrimento a taglio.} \end{cases}$$

Tra i fattori non riconoscibili immediatamente,  $v$  rappresenta uno sforzo da assumere tra 0,25 MPa e 0,41 MPa,  $\gamma$  è il fattore di amplificazione dei carichi,  $f_a$  resistenza a compressione diagonale del tamponamento.

In Figura 2.62 si riporta il confronto tra le predizioni di resistenza laterale di telai tamponati calcolati secondo differenti formulazioni.

Zarnic e Gostic (1997) (citato in Dolšek e Fajfar (2008)) hanno proposto, per il calcolo della resistenza laterale:

$$F_{max} = 0,818 \frac{L_{in} t_w f_{tp}}{C_I} \left( 1 + \sqrt{C_I^2 + 1} \right);$$

$$C_I = 1,925 \frac{L_{in}}{H_{in}}.$$

Altra formula semplificata per la stima resistenza laterale è (Fardis (1996)):

$$F_{max} = 1,3 f_{tp} L_{in} t_w.$$

Per la valutazione della rigidezza laterale, Fardis (1996) (citato in Dolšek e Fajfar (2008)) propone:

$$K_i = \frac{G_w L_{in} t_w}{H_{in}},$$

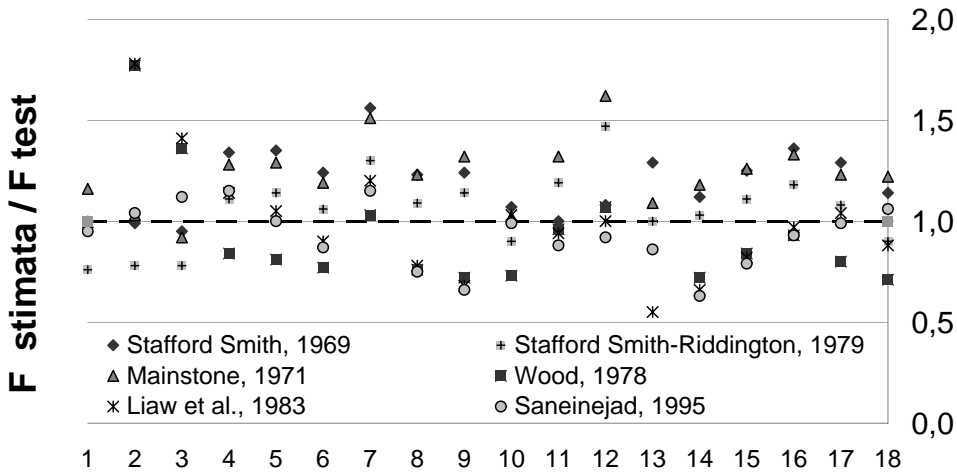


Figura 2.62: Confronto resistenza laterale/resistenza calcolata sperimentalmente per vari modelli di calcolo. Test 1-9 Saneinejad, 1981; test 10-14 Mainstone, 1971; test 14-18 Stafford Smith, 1966; dati da Saneinejad e Hobbs (1995).

dove  $G_w$  è il modulo a taglio della muratura, determinato nel test di compressione diagonale.

L'utilizzo di tali ultimi modelli semplificati per la valutazione di resistenza e rigidezza ha dato risultati in accordo con l'evidenza sperimentale in prove pseudo-dinamiche (Dolšek e Fajfar (2008)).

Papia e Cavaleri (2000) hanno evidenziato che le dimensioni del puntone equivalente dipendono, oltre che dalla rigidezza flessionale, anche dalla rigidezza assiale degli elementi (in particolare dei pilastri).

Fissato  $\nu$  del tamponamento (coefficiente di Poisson), e definito un parametro  $\lambda$  che tiene conto di caratteristiche meccanico-geometriche<sup>32</sup> secondo:

$$\lambda = \frac{E_d}{E_f} \cdot \frac{s \cdot h'}{A_c} \cdot \left( \frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4} \frac{A_c h'}{A_t l'} \right)$$

è possibile calcolare la larghezza del puntone equivalente per interpolazione con curve come quella di Figura 2.64. La trattazione è basata su analisi numeriche, in cui gli autori hanno assunto una legge di contatto attritivo tra

<sup>32</sup>Le grandezze geometriche sono riferite a Figura 2.63, i pedici delle grandezze meccaniche sono:  $d$  in riferimento al puntone,  $c$  in riferimento ai pilastri,  $f$  in riferimento al telaio,  $t$  in riferimento alla trave.

telaio e tamponamento, con sforzi tangenziali non costanti; il tamponamento è stato simulato come lastra omogenea isotropa in stato piano di tensione (di modulo elastico  $E_d$  e coefficiente di Poisson  $\nu$ ); le dimensioni del puntone equivalente sono ricavate uguagliando i risultati di simulazioni numeriche (con EF ed elementi di contorno) alla rigidezza del modello di Figura 2.63, dove si approssima la rigidezza laterale del portale come somma dei due contributi illustrati, in cui l'unica incognita è la larghezza del puntone appunto.

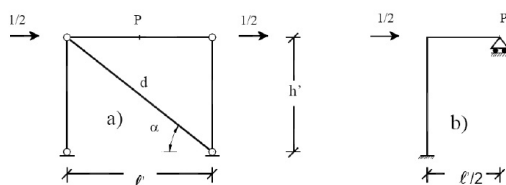


Figura 2.63: Schema statico approssimato per portale controventato soggetto a carichi laterali, Papia e Cavaleri (2000).

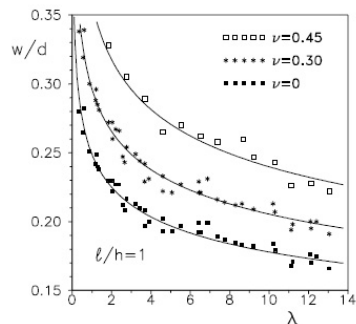


Figura 2.64: Larghezza del puntone equivalente in funzione delle caratteristiche del tamponamento, Papia e Cavaleri (2000).

L'impossibilità di cogliere gli effetti locali, per contatto con il tamponamento, circa lo stato di sollecitazione degli elementi del telaio può essere superata utilizzando una modellazione a bielle multiple.

Dalla constatazione che una muratura confinata da un telaio caricata in piano mostra una fessurazione a gradini diagonale, che non configura una condizione di collasso, El-Dakhakhni e altri (2003) hanno proposto di affiancare alla biella diagonale due bielle laterali, in grado tra l'altro di simulare anche l'interazione tra campate e piani di strutture tamponate (Figura 2.65). Le due bielle ag-

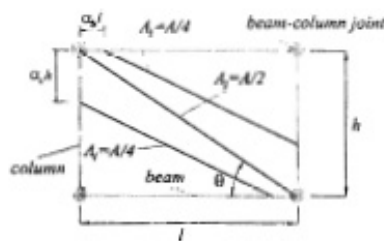


Figura 2.65: Modellazione tamponamento con biella tripla, El-Dakhakhni e altri (2003).

giuntive, di area pari ad  $1/4$  di quella del singolo puntone abituale<sup>33</sup>, sono posizionate alla fine della zona di contatto telaio-tamponamento (circa il punto di massimo momento sulle aste del telaio, ma che è in genere variabile nel corso della sollecitazione).

Talvolta si rende necessaria la definizione di un modulo elastico equivalente in direzione diagonale per le murature ortotrope; Shames e Cozzarelli (1992) suggeriscono in proposito:

$$E_{\theta} = \frac{1}{\frac{1}{E_0} \cos^4 \theta + \left[ -\frac{2\nu_0 - 90}{E_0} + \frac{1}{G} \right] \cos^2 \theta \sin^2 \theta + \frac{1}{E_{90}} \sin^4 \theta},$$

dove la direzione  $\theta$  è quella parallela ai letti di malta,  $90$  è la direzione normale ai letti,  $\nu$  il coefficiente di *Poisson*,  $\theta$  pendenza della diagonale,  $G$  il modulo a taglio.

Per modalità di rottura prevista per *crushing* d'angolo, il medesimo coefficiente di riduzione dell'equazione precedente si può estendere alla resistenza (El-Dakhakhni e altri (2003)), perdendo tuttavia il contributo dello sforzo di taglio e la condizione di carico biassiale.

### 2.2.3.2 Trattazione analitica avanzata - modelli evolutivi

Klingner e Bertero (1978) hanno proposto un modello semplificato di comportamento ciclico per puntone equivalente accoppiato a telai, in grado di cogliere rigidezza e resistenza iniziali del sistema, degrado di resistenza all'aumentare della deformazione, perdita di rigidezza nelle fasi di ricarico, e lo hanno confrontato con i risultati sperimentali di cui è stato riferito in Sezione 2.2.2.1.

Il modello prevede determinazione della larghezza del puntone equivalente basata sulla formulazione di Mainstone, degrado esponenziale di resistenza a compressione (rispetto alla resistenza del test su prisma), resistenza a trazione (data dall'armatura del pannello), ricarico in compressione con rigidezza passante per l'origine e per il punto di massima deformazione raggiunta in precedenza nella storia di carico sulla curva di involuppo della resistenza (Figura 2.66). Eventuali cicli contenuti nell'involuppo sono caratterizzati da comportamento elastico. Il modello, che mostra buona approssimazione dell'evidenza sperimentale (Figura 2.67), non è in grado di cogliere, per come

<sup>33</sup>Per cui la biella centrale avrà area pari ad  $1/2$  del puntone "unico" abitualmente considerato, nello specifico calcolato secondo Saneinejad e Hobbs (1995).

è stato formulato, il degrado della resistenza laterale per cicli di ampiezza costante. Gli autori notano come sia comunque di fondamentale importanza la stima delle dimensioni del puntone equivalente.

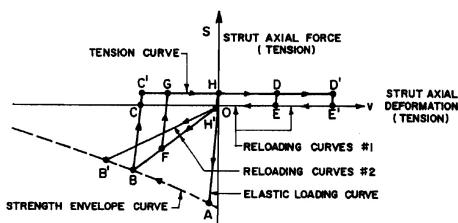


Figura 2.66: Modello meccanico per puntone equivalente, Klingner e Bertero (1978).

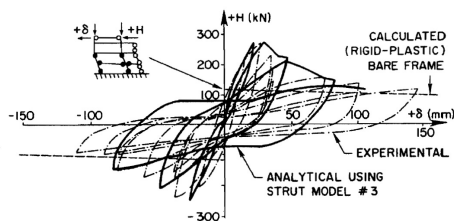


Figura 2.67: Confronto curva sperimentale e numerica per prova ciclica, Klingner e Bertero (1978).

Basato sui risultati di resistenza, rigidezza e previsione di spostamento di Saneinejad per telai tamponati, Madan e altri (1997) hanno proposto un modello in grado di cogliere il comportamento isteretico dei tamponamenti per analisi non lineari.

Le caratteristiche del modello proposto sono le seguenti:

- il legame costitutivo per il tamponamento sottoposto a taglio è un curva smussata limitata da una bilineare definita da parametri derivati da Saneinejad e Hobbs (1995);
- il modello isteretico è quello di Bouc-Wen, con relazione sforzo deformazione del genere:

$$V_i = V_y[\alpha\mu_i + (1 - \alpha)Z_i],$$

dove  $\mu_i$  è la duttilità ( $\mu_i = u_i/u_y$ ),  $i$  il pedice per valore istantaneo,  $y$  per lo snervamento,  $\alpha$  la rigidezza post-snervamento,  $Z$  la funzione che determina la componente isteretica, dalla soluzione di un'equazione differenziale (Figura 2.68(a), sottofigura a);

- il degrado di rigidezza è comandato da un parametro dipendente dall'escursione oltre lo snervamento e da un parametro (costante) che comanda il deterioramento (Figura 2.68(a) sottofigura b);

- il degrado di resistenza dipende da un parametro di danno cumulativo funzione della massima escursione inelastica raggiunta e dell'energia dissipata cumulativamente (Figura 2.68(a) sottofigura b);
- lo scorrimento è definito da una seconda componente di spostamento, in cui il massimo scorrimento è ancora una volta dipendente dalla massima escursione inelastica (Figura 2.68(a) sottofigura c).

Nel complesso il modello è in grado di simulare una risposta isteretica in modo soddisfacente (Figura 2.68(a) sottofigura d). Lo stesso si può dire per il confronto tra prove sperimentali e curve numeriche (Figura 2.68(b)).

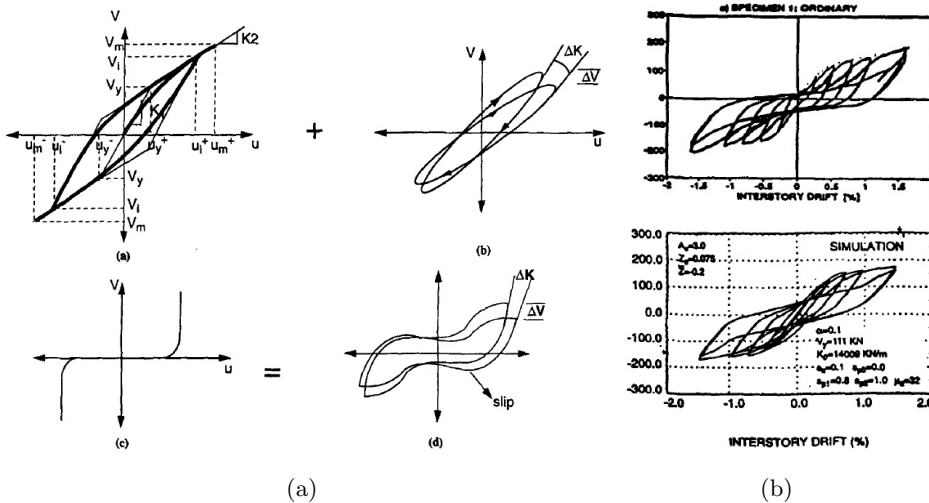


Figura 2.68: Modello isteretico per simulazione dei tamponamenti in analisi non lineari (a) e confronto con prova sperimentale (b), Madan e altri (1997).

Mosalam e altri (1997) hanno proposto un modello polinomiale per la descrizione dei cicli di isteresi sui telai tamponati. Gli autori hanno ipotizzato che il ciclo isteretico sia definibile attraverso 5 parametri (massima pendenza curva scarico  $K_u$ , massima pendenza curva ricarico  $K_r$ , pendenza a spostamento nullo  $K_0$ , taglio residuo a spostamento nullo  $\rho_0$ , area del ciclo  $A$ ; Figura 2.69) ed il taglio normalizzato rispetto al valore massimo nel ciclo sia funzione polinomiale di 6° grado dello spostamento normalizzato. I primi 4 parametri sono relati al massimo *drift* interpiano nel ciclo tramite semplici funzioni polinomiali.

li. L'ultimo parametro è parente indiretto dell'energia isteretica accumulata, legata circa linearmente all'energia in input.

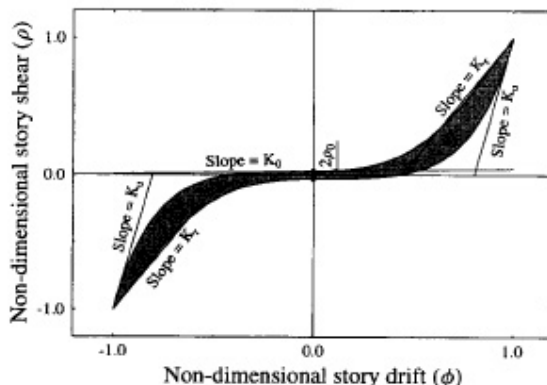


Figura 2.69: Modello polinomiale per cicli di isteresi, Mosalam e altri (1997).

Perera (2005) ha proposto un modello di puntone equivalente basato sulla meccanica del danneggiamento; per valutarne l'influenza sulle prestazioni meccaniche degli elementi, è necessario definire le leggi evolutive di deformazione plastica e di variabili di danno attraverso potenziali di danneggiamento.

Semplicemente, la molla inelastica che rappresenta il puntone diagonale equivalente si comporta secondo la seguente relazione:

$$N = K_0(1 - d)\delta^e = K_0(1 - d)(\delta - \delta^p),$$

dove  $K_0(1-d)$  rappresenta il degrado di rigidezza, rispetto al valore iniziale, tramite il parametro di danno  $d$ . La larghezza del puntone equivalente è stata calcolata secondo la formula, derivata da analisi ad elementi finiti, di Durrani e Luo (1994)<sup>34</sup>. Definita la funzione plastica:

$$F = N - [A_1 e^{-B_1 \delta^p} + A_2 e^{-B_2 \delta^p}] = 0$$

ed applicate 4 condizioni al contorno ricavate da prove monotone, da cui in genere risultano  $A_1, B_1, B_2 > 0$  e  $A_2 < 0$ , è possibile ottenere una curva di involuppo dell'azione assiale del genere di Figura 2.70(a).

<sup>34</sup> $w_{ef} = \gamma\sqrt{L^2 + H^2} \sin 2\theta$ ;  $\gamma = 0,32\sqrt{\sin 2\theta} \left[ \frac{H^4 E_w t_w}{m E_c I_c H_{in}} \right]^{-0,1}$ ;  $m = 6 \left[ 1 + \frac{6E_b I_b H}{\pi E_c I_c L} \right]$ , dove i pedici  $b$  e  $c$  stanno per trave e colonna.



Il parametro di danno  $d$  deriva da considerazioni energetiche, supponendo  $d = E(\delta^p)/E_\infty$ <sup>35</sup>. Alla fine risulta che  $d = d(A_1, A_2, B_1, B_2, \delta^p)$ . Il tipico *pinching*, necessario per la chiusura delle fessure generate in trazione, è stato modellato imponendo la ripresa di carico per  $\delta^p = \delta_{sl} \in [\delta_{cr}; \delta_{max}^p]$  (tramite un coefficiente di peso  $\beta$ , compreso tra 0 e 1), come illustrato in Figura 2.70(b), dove il limite superiore è la massima deformazione plastica raggiunta nei cicli precedenti. Il ricarico avviene con pendenza determinata imponendo  $\delta^p = \delta_{max}^p$  nell'equazione della funzione plastica  $F$ . Gli autori hanno inoltre previsto di conteggiare il danneggiamento cumulativo tramite un fattore correttivo del termine della funzione plastica responsabile del *softening* ( $A_1 e^{-B_1 \delta^p}$ ).

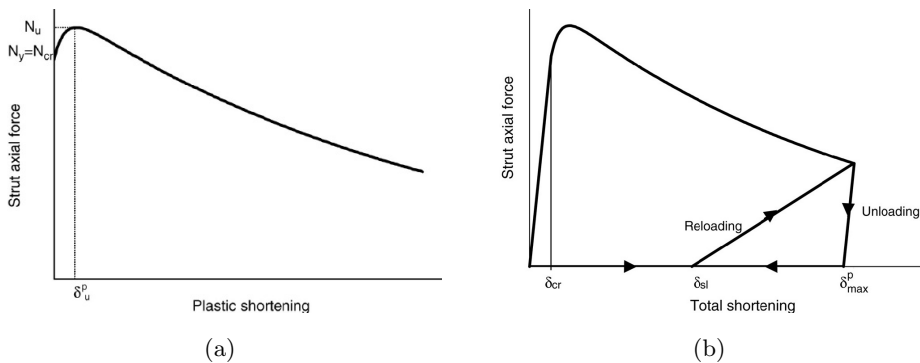


Figura 2.70: *Inviluppo azione assiale per puntone equivalente (a), e ricarico con scorrimento (b), Perera (2005).*

È interessante notare come il parametro di danno  $d$  possa essere adottato come unità di misura della prestazione strutturale nell'ottica delle normative più moderne.

## 2.2.4 Metodi di progettazione agli spostamenti

Nella sezione che segue, breve cenno sarà dedicato a metodologie di progettazione più avanzate ed alla loro possibile applicazione a strutture tamponate.

La progettazione in ottica *PBD* (*Performance Based Design*) prevede la definizione di un obiettivo da raggiungere, associato ad intensità sismica di progetto e ad un livello di prestazione. La definizione di prestazione richiede

<sup>35</sup>Termini riferiti all'energia dissipata allo stato attuale (numeratore) ed alla frattura (denominatore, stimato per via teorica, per  $\delta^p \rightarrow \infty$ ).

indici per la sua quantificazione, che sono in scarso accordo con metodi di progettazione basati sulla resistenza, poichè resistenza e danneggiamento non sono direttamente correlabili.

#### 2.2.4.1 *Direct Displacement Based Design*

Il metodo di progetto DDBD (*Direct Displacement Based Design*), facente parte della categoria dei PBD (*Performance Based Design*), mira a progettare una struttura perchè manifesti una determinata *performance* prefissata (in termini di stato limite), piuttosto che questa performance si trasformi in un limite da evitare, nel corso di un evento di una determinata intensità. La procedura di progetto prevede di assegnare adeguata resistenza a cerniere plastiche in opportune posizioni per raggiungere gli obiettivi di spostamento predefiniti, in associazione con i dettami del *capacity design*.

Ipotizzando il comportamento di sistemi a più gdl come sistema ad 1gdl con comportamento bilineare (struttura sostitutiva), caratterizzato da rigidità iniziale elastica  $K_i$  e rigidità post-snervamento  $r \cdot K_i$ , il DDBD caratterizza una struttura sulla base della rigidità secante ( $K_e$ ) allo spostamento massimo e dello smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  (rappresentativo di smorzamento elastico e energia isteretica assorbita nel corso della risposta elastica) dipendente da richiesta di duttilità prevista e materiali strutturali. Noto il massimo spostamento, è possibile determinare il periodo efficace  $T_e$  da uno spettro di spostamento sulla base dello smorzamento viscoso equivalente, da cui la rigidità efficace  $K_e = 4 \cdot \pi^2 \cdot m_e \cdot T_e^2$ , dove  $m_e$  rappresenta la massa modale partecipante del periodo fondamentale della struttura (Figura 2.71).

Il taglio alla base sarà quindi pari a  $F = V_b = K_e \cdot \Delta_d$

Le difficoltà maggiori nascono dalla determinazione delle caratteristiche della struttura sostitutiva, dello spostamento di progetto, dallo sviluppo di spettri di spostamento, dalla distribuzione del taglio alla base.

La definizione di smorzamento viscoso equivalente con approccio alla Jacobsen (1930) e Jacobsen (1960) (cfr. sezione 2.2.1) sovrastima la componente isteretica della dissipazione del sistema nel caso di comportamento alla *Take-da* (significativo per elementi in calcestruzzo). Belleri (2009) ha confrontato lo smorzamento equivalente (componente isteretica) stimato secondo un approccio alla *Jacobsen* (cfr. sezione 2.2.1) con quello proposto da Grant e altri

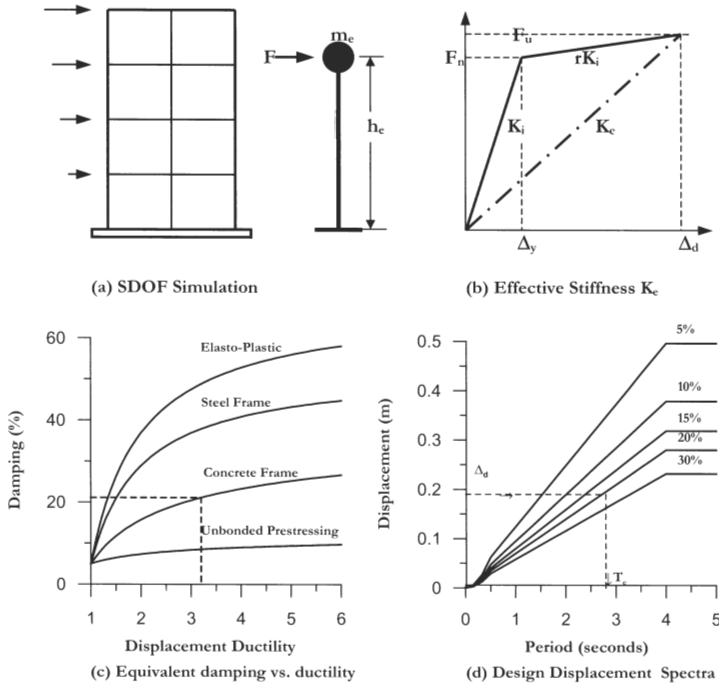


Figura 2.71: Illustrazione DDBD per sistema ad 1gdl, Priestley (2003).

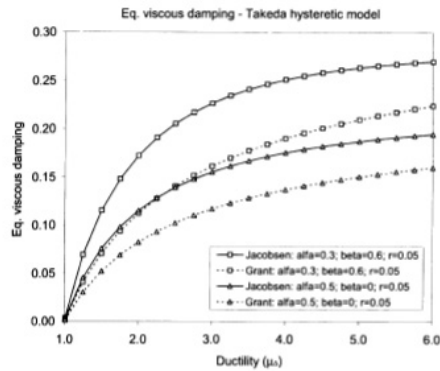


Figura 2.72: Smorzamento equivalente viscoso per comportamento isteretico alla Takeda, confronto Jacobsen-Grant, Belleri (2009).

(2004):

$$\xi_{eq} = 0,05 + a \left( 1 - \frac{1}{\mu_{\Delta}^b} \right) \left( 1 + \frac{1}{(T_{eff} + c)^d} \right), \quad (2.2)$$

ottenendo i risultati di Figura 2.72.

### 2.2.4.2 Applicazione DBD a strutture tamponate

L'applicazione del *Displacement based design* a strutture tamponate richiede una serie di correzioni rispetto alla metodologia proposta per strutture a telaio. Basato sul metodo N2, Dolšek e Fajfar (2008) hanno proposto una variante adatta a strutture tamponate. Il metodo N2, semplicemente, combina l'analisi *pushover* di un sistema a più gradi di libertà (MDOF) con l'analisi a spettro di risposta di un sistema equivalente ad unico grado di libertà (SDOF). Il sistema equivalente, assunta una forma modale  $\Phi$ , ed ipotizzando un comportamento bilineare, può essere "scalato" attraverso il fattore di trasformazione:

$$\Gamma = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} = \frac{m^*}{L^*}.$$

Il periodo elastico del sistema idealizzato è pari a  $T = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y}{F_y}}$ , dove i termini di pedice  $y$ , corrispondenti allo snervamento del sistema SDOF, sono determinati dalla prova *pushover* sulla struttura MDOF. Il rapporto tra forza di snervamento  $F_y$  ed accelerazione di snervamento si ottiene tramite:  $S_{ay} = \frac{F_y}{\Gamma \cdot m^*}$ . Il fattore di riduzione delle forze dato dalla plasticizzazione della struttura vale poi  $R = \frac{S_{ae}}{S_{ay}}$ , dove  $S_{ae}$  è l'accelerazione spettrale del sistema elastico.

La relazione tra duttilità ( $\mu$ ) e coefficiente di riduzione della forza ( $R$ ) è, applicando ad esempio la regola dell'*equal displacement* valida per strutture con periodi medio-lunghi ( $T \geq 0,5$  s), lineare.

Una prima differenza sostanziale tra telaio nudo e tamponato risiede nella forma della curva *pushover*, che non può essere approssimata come una bilineare, ma richiede almeno una quadrilineare (Figura 2.73).

Altra differenza importante è che lo spettro inelastico (che dipende dalla relazione  $R - \mu - T$ ; Figura 2.74) deve essere determinato tramite fattori

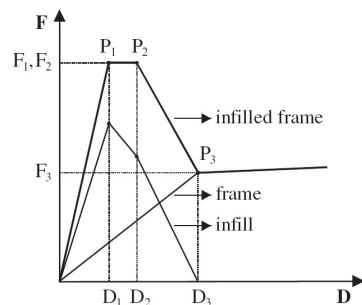


Figura 2.73: Scheletro curva pushover per telai tamponati, Dolšek e Fajfar (2004).

di riduzione adatti ai telai tamponati. Tali fattori dipendono dai parametri  $\mu_s = D_2/D_1$  e  $r_u = F_3/F_1$ , con riferimento alle grandezze di Figura 2.73, oltre che dai valori d'angolo  $T_C$  e  $T_D$  degli spettri elastici. La relazione che lega  $R - \mu - T$  è la seguente<sup>36</sup>:

$$\mu = \frac{1}{c}(R - R_0) + \mu_0.$$

Tale relazione è ottenuta ipotizzando che il telaio non sia ancora pesantemente danneggiato al collasso del tamponamento.

Inoltre, gli autori suggeriscono come, modellando il sistema SDOF come in Figura 2.75 (dove le molle traslazionali rappresentano il contributo del tamponamento), sia più importante definire correttamente la curva scheletro piuttosto che la legge isteretica per i tamponamenti, perchè la struttura farà esperienza solo di un numero limitato di cicli.

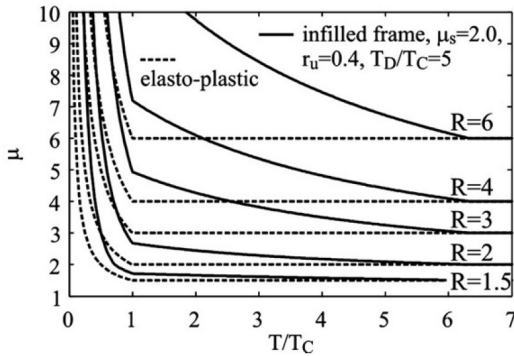


Figura 2.74: Relazione periodo proprio ( $T$ ), coefficiente di riduzione forze ( $R$ ) e duttilità ( $\mu$ ) per telai tamponati, per  $R$  fissata, Dolšek e Fajfar (2008).

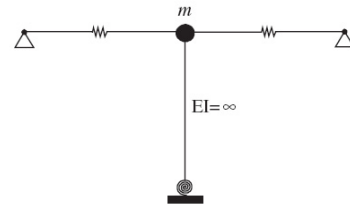


Figura 2.75: Modello analitico di telaio tamponato, Dolšek e Fajfar (2004).

La prestazione strutturale si valuta poi andando a confrontare la capacità di spostamento con la richiesta di spostamento. Sebbene i codici suggeriscano la valutazione della prestazione a livello di elemento e non globale, è possibile correlare le due grandezze. Ad esempio, nello studio di cui sopra gli autori assumono (cautelativamente) uno stato NC (*near collapse*) quando la rotazione nella cerniera plastica della colonna più sollecitata supera la rotazione ultima ammessa (corrispondente ad una riduzione di momento resistente del 20 %

<sup>36</sup>La definizione dei parametri si può trovare in Dolšek e Fajfar (2004).

rispetto al valore di picco). La capacità così calcolata deve essere confrontata con la domanda; mentre per telaio nudo, nell'ipotesi di *equal displacement*, le grandezze sono ottenute intersecando spettri elastici e retta rappresentativa della rigidità del sistema SDOF equivalente (Figura 2.76(a)), per il telaio tamponato le grandezze sono ottenute prolungando il *plateau* di snervamento ed intersecandolo con gli spettri inelastici (Figura 2.76(b)).

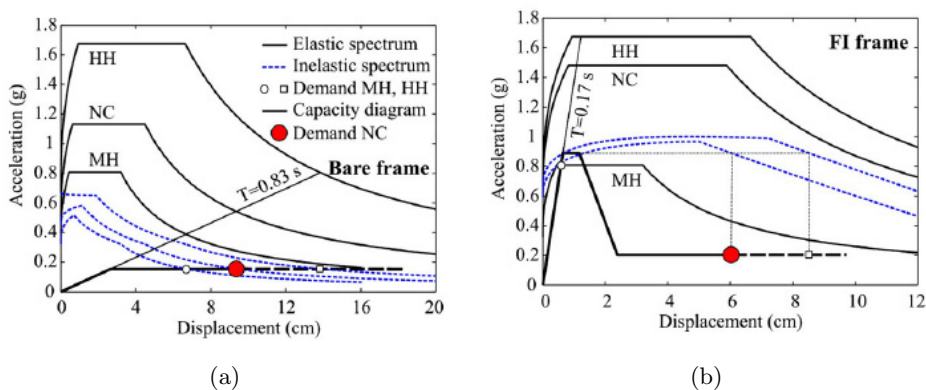


Figura 2.76: Applicazione DBD a telaio nudo (a) e tamponato (b), per intensità sismica moderata (MH) ed elevata (HH) al livello prestazionale NC, Dolšek e Fajfar (2008).

## 2.3 Comportamento murature

Nella sezione che segue, con il termine muratura si farà riferimento ad elementi appunto non confinati da telai; l'inquadramento è funzionale allo studio dei tamponamenti, un sottogruppo delle murature in cui le condizioni al contorno determinano un carico diagonale, obliquo rispetto alle direzioni primarie indicate dai giunti di malta in murature a tessitura regolare.

Si farà in seguito cenno ad alcune opere i cui contenuti possono risultare utili all'interpretazione del problema dei tamponamenti data nel corso della tesi.

### 2.3.1 Comportamento globale e locale

Lo studio di comportamenti locali e globali delle murature, e della loro possibile correlazione, è di fondamentale importanza per la caratterizzazione sia

sperimentale che numerica dei tamponamenti.

Inoltre, nel caso della terra cruda, anche il comportamento non confinato assume un'importanza non trascurabile a causa di fenomeni di ritiro rilevanti per essiccazione in condizioni ambientali (0,5 – 2% della dimensione in direzione gravitazionale).

### 2.3.1.1 Comportamento a taglio in piano

Lo studio del comportamento di murature caricate a taglio nel proprio piano può essere utile per un'introduzione ai problemi dell'anisotropia dei pannelli murari e della non omogeneità meccanica.

Magenes e Calvi (1997) hanno così classificato i possibili modi di rottura per murature sotto carichi “orizzontali” agenti nel piano:

- per *rocking*, meccanismo di carattere flessionale con rotazione rigida del setto murario e puntone inclinato ad opporsi al taglio. Il collasso si ha per contemporaneo ribaltamento e *crushing* dell'angolo più compresso;
- per fessurazione a taglio. La resistenza di picco è determinata dalla formazione di una fessura diagonale (anche a scalino lungo i letti di malta);
- per scorrimento lungo i letti orizzontali di malta, possibile per carichi verticali limitati e/o bassi coefficienti di attrito.

L'instaurarsi di un meccanismo o un altro dipende essenzialmente dalla geometria del setto murario, dalle condizioni al contorno, dall'entità dei carichi verticali e dalle caratteristiche di malta, mattoni e della loro interfaccia.

Per i meccanismi più puramente a taglio, gli autori indicano che:

- il collasso per fessurazione diagonale garantisce un *drift* ultimo abbastanza costante pari a circa 0,5%, ed uno smorzamento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ) stimato intorno al 10%<sup>37</sup>. Il confronto tra prove cicliche e pseudodinamiche ha mostrato un minor valore di smorzamento viscoso equivalente per le ultime, ma nel secondo caso nel complesso l'energia totale dissipata è risultata doppia;

---

<sup>37</sup> $\xi_{eq} = W_d/2\pi(W_e^+ + W_e^-)$ , dove  $W_d$  è l'energia dissipata in un ciclo e  $W_e$  l'energia elastica allo spostamento di picco.

- il collasso per scorrimento mostra grandi potenzialità di capacità dissipativa, con un involucro dei picchi simile ad una curva di legame elasto-plastico perfetto ed un valore teorico di  $\xi_{eq}$  pari a 64% per spostamenti indefinitamente estesi. Tuttavia, un collasso per scorrimento “puro” è piuttosto raro, essendo spesso accompagnato da fessurazione diagonale o *rocking*. La capacità di *drift* praticamente infinita fa sì che il collasso di fatto avvenga prima in altri elementi strutturali.

Nella vasta letteratura in merito, merita una citazione un lavoro di Mann e altri (1988), non solo per i contenuti, quanto per la tesi sostenuta: la fessurazione nei letti di malta è da preferire a quella nei mattoni perchè in grado di conferire duttilità alla muratura; a tal fine è consigliabile orientare le scelte progettuali e di materiali verso mattoni molto resistenti e malta poco prestante.

Lo studio in questione è basato su una teoria sul collasso a taglio<sup>38</sup>, per cui stante l'impossibilità di trasmettere sforzi tangenziali da parte dei giunti verticali (a causa del ritiro e della scarsa qualità realizzativa), la flessione data dal taglio viene equilibrata dalla variazione sforzo normale in direzione gravitazionale agente sul mattone (Figura 2.77).

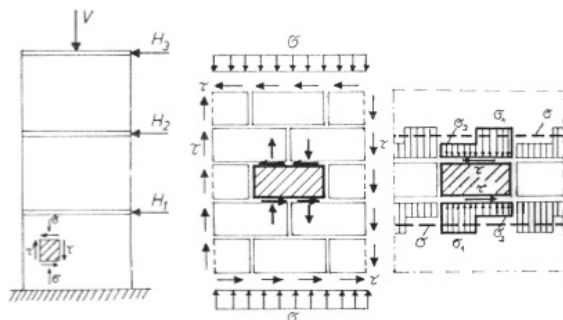


Figura 2.77: Teoria per spiegare collasso a taglio di muratura, Mann e altri (1988).

Sotto queste ipotesi, le tre possibili modalità di rottura, all'aumentare della precompressione normale  $\sigma_c$ , sono:

- collasso a taglio dei letti di malta (fessurazione a scalino);
- collasso delle unità (mattoni) per taglio e trazione;

<sup>38</sup>Per murature soggette a taglio e compressione.



- collasso per eccessiva compressione del muro.

L'inviluppo degli sforzi di rottura è mostrato in Figura 2.78, ed è in accordo con la curva di Mohr per materiali omogenei.

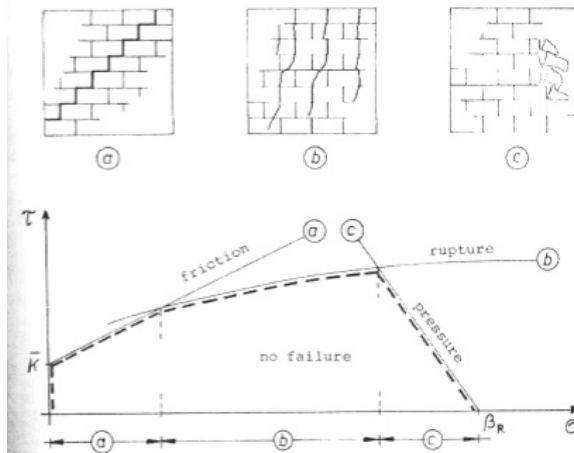


Figura 2.78: Dominio di rottura compressione-taglio per murature, Mann e altri (1988).

Test su tavola vibrante di muretti ad 1 testa di dimensioni  $1,25 \times 1,25$  m hanno mostrato come il quadro fessurativo coincida con quello prodotto da carico statico monotono (a parte le fessure ad  $X$  da inversione dei carichi).

Nel caso di mattoni pieni e precompressione bassa, lo scorrimento lungo fessure diagonali a scalino nei letti di malta ha consentito un comportamento duttile a resistenza costante, fino a giungere dopo numerosi cicli a collasso dei mattoni d'angolo inferiori causato dall'eccessiva apertura delle fessure; nel caso di precompressione elevata si sono formate fessure diagonali dritte attraverso i mattoni e collasso immediato. Con muratura di mattoni forati, una volta che le anime dei laterizi siano venute meno, si isolano i pannelli di facciata causando improvviso collasso strutturale; nel caso di assenza di giunti di testa si manifesta una fessurazione maggiore che nel caso precedente, sebbene la resistenza non cambi.

Tomažević e altri (1996) hanno, tra l'altro, valutato l'effetto di modalità e velocità di applicazione del carico su murature armate. Ne è emerso che da prove dinamiche si ottengono, anche per le murature, valori di resistenza laterale e rigidità iniziale maggiori rispetto ad altre modalità di prova,

a prescindere dai carichi verticali agenti; in caso di prove monotone si registrano maggiore resistenza e spostamento ultimo rispetto a prove cicliche; all'aumentare del carico verticale aumentano la resistenza laterale e la rigidità, ma diminuiscono deformabilità e duttilità, a prescindere da velocità di applicazione del carico e storia di carico.

Tomažević e Lutman (1999) hanno mostrato come, per murature armate sottoposte ad azioni taglianti, sia possibile definire con sufficiente approssimazione una curva scheletro isteretica per cicli dinamici arbitrari partendo da una curva di carico monotono, ed utilizzando come parametro centrale nella trasformazione l'energia in *input*.

### 2.3.1.2 Comportamento in compressione

Il comportamento in compressione della muratura è fortemente influenzato dalle caratteristiche meccaniche dei due componenti base: malta e mattoni.

La differenza di rigidità tra i due componenti implica che, in uno stato di compressione, l'interazione generi trazioni "orizzontali" nel materiale più rigido (tipicamente i mattoni), e compressioni nell'elemento più cedevole (tipicamente la malta), come illustrato in Figura 2.79.

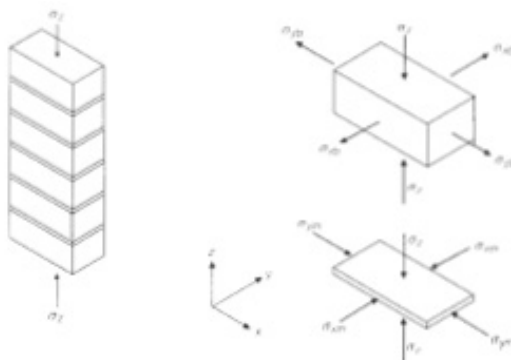


Figura 2.79: Sollecitazione 3D di muratura in compressione, Carbone e altri (2001).

Ipotizzando un comportamento elastico, valgono le seguenti relazioni, con i significati abitualmente assegnati alle variabili<sup>39</sup>:

<sup>39</sup>Per i pedici:  $b$  per mattone,  $m$  per malta.

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{xb} &= \frac{1}{E_b} [\sigma_{xb} - \nu_b \cdot (\sigma_{yb} - \sigma_z)]; \\
 \epsilon_{yb} &= \frac{1}{E_b} [\sigma_{yb} - \nu_b \cdot (\sigma_{xb} - \sigma_z)]; \\
 \epsilon_{xm} &= \frac{1}{E_m} [\sigma_{xm} - \nu_m \cdot (\sigma_{ym} - \sigma_z)]; \\
 \epsilon_{ym} &= \frac{1}{E_m} [\sigma_{xm} - \nu_m \cdot (\sigma_{xm} - \sigma_z)].
 \end{aligned}$$

Considerando perfetto incollaggio all'interfaccia:

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{xb} &= \epsilon_{xm}; \\
 \epsilon_{yb} &= \epsilon_{ym}.
 \end{aligned}$$

Ipotizzando uno sforzo uniforme di trazione e compressione rispettivamente agenti sul materiale più rigido e più debole, valgono le seguenti relazioni di equilibrio<sup>40</sup>:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{xb} h_b &= \sigma_{xm} h_m; \\
 \sigma_{yb} h_b &= \sigma_{ym} h_m,
 \end{aligned}$$

definite poi le seguenti quantità:

$$\begin{aligned}
 \frac{h_b}{h_m} &= \alpha; \\
 \sigma_{xm} &= \frac{h_b}{h_m} \sigma_{xb} = \alpha \sigma_{xb}; \\
 \sigma_{ym} &= \frac{h_b}{h_m} \sigma_{yb} = \alpha \sigma_{yb}; \\
 \sigma_{xb} &= \sigma_{yb} = \sigma_o \\
 \beta &= \frac{E_b}{E_m},
 \end{aligned}$$

vale la seguente relazione:

$$\sigma_o = \frac{\sigma_z (\beta \nu_m - \nu_b)}{1 + \alpha \beta - \nu_b - \alpha \beta \nu_m}. \quad (2.3)$$

<sup>40</sup>Dove  $h$  rappresenta l'altezza dello strato di malta.

Una volta ritenute valide le formulazioni elastiche di cui in precedenza, Hilsdorf (1969) ha proposto, per la valutazione del carico di rottura, la seguente formula:

$$f = \frac{f_b}{U_m} \left( \frac{f_{bt} + \alpha' f_m}{f_{bt} + \alpha' f_b} \right), \quad (2.4)$$

dove  $f_{bt}$  è la resistenza a trazione del mattone,  $\alpha' = \frac{h_m}{4,1h_b}$  ed  $U_m$ , coefficiente di disuniformità delle tensioni nel prisma, funzione di qualità di manodopera, della resistenza a compressione della malta, del tipo di mattone, del modello della muratura e dei fori del mattone, compreso tra 1,1 e 2,5.

Alla base della formulazione, l'evidenza che si possano sviluppare nel mattone trazioni in grado di causarne la fessurazione, ma non tali da provocare collasso del provino. Tale progressiva fessurazione va d'altra parte a limitare il confinamento per la malta, in stato di compressione  $3D$ , che alla fine può non essere più in grado di sostenere il carico verticale<sup>41</sup>.

Per tenere in considerazione il diverso comportamento di prisma e muratura, viene suggerito di ridurre il valore ottenuto da Equazione 2.4 tramite moltiplicazione per una fattore pari a 0,9.

Per il calcolo del fattore  $U_m$ , Sahlin<sup>42</sup> propone la seguente formulazione:

$$U = 2 - \frac{f_m}{34,5}, \quad (2.5)$$

che correla la resistenza a compressione della malta ( $f_m$ ) alla disuniformità delle tensioni nel prisma, nel caso di malta di resistenza a compressione inferiore a 27,6 MPa. Frequentemente, per il fattore  $U_m$  viene utilizzato un valore pari ad 1,5; nel caso di malte di cemento il valore può essere assunto pari a 1,3.

Per murature caratterizzate da mattoni di qualità bassa, Tassios (1988) propone la seguente formula di base empirica:

$$f = \frac{2}{3}f_b + 0,1f_m. \quad (2.6)$$

---

<sup>41</sup>Da notare che il contributo del confinamento, insito nel termine  $\alpha'$  attraverso un fattore pari a 4,1, sia preso direttamente dalla modellazione per calcestruzzo confinato di Brandtzaeg e altri (1928).

<sup>42</sup>citato in Biondi e altri (2000).

Di carattere empirico, segue la formula di Guidi<sup>43</sup>, che in talune sperimentazioni relative a murature di mattoni pieni ha dato buoni riscontri:

$$f = 0,1f_b \log(f_m + 2), \quad (2.7)$$

dove il valore “2” nell'argomento del logaritmo può essere sostituito con 5 nel caso di materiali di migliore qualità.

Per assemblaggi di muratura di mattoni pieni, Binda *e altri* (1988) hanno riscontrato un comportamento fragile di con andamento pre-picco lineare o bilineare; forti nonlinearità si riscontrano nel caso di compressioni superiori al 75 % della resistenza di picco.

### 2.3.1.3 Comportamento a trazione

A livello locale, van der Pluijm (1992) ha indagato il comportamento a trazione di porzioni di muratura (realizzata con mattoni cotti di resistenza a compressione compresa tra 33 MPa e 66 MPa, malta di resistenza tra 3 MPa e 17,6 MPa; la geometria è illustrata in Figura 2.80(a)) in fase post-picco.

Nei test la rottura per trazione ha avuto luogo nella maggior parte dei casi all'interfaccia malta-mattone<sup>44</sup>; interessante notare che incrementando la resistenza a trazione delle malte non si assiste necessariamente ad un aumento di resistenza a trazione dell'assemblaggio.

Il comportamento post-picco è risultato fragile (Figura 2.80(b)), e caratterizzato da un'energia di frattura per l'interfaccia pari ad 1/10 di quella delle unità (mattoni): per resistenza a trazione degli assemblaggi variabile tra 0,13 MPa e 0,50 MPa si ha energia di frattura di modo I ( $G_f^I$ ) nel range 12-4 J/m<sup>2</sup> (contro 61-128 J/m<sup>2</sup> per le unità).

La forte dispersione di risultati per le grandezze meccaniche indagate è spiegata in parte con l'assunzione che la superficie di *bond* netta varia tra provino e provino, ed è concentrata nella zona centrale dell'assemblaggio a causa di fenomeni di ritiro; questa è stimata essere il 35 % della sezione di contatto lorda dei provini. L'autore sostiene inoltre che la correlazione tra resistenza a trazione in prova diretta ed a flessione viene ad essere determi-

<sup>43</sup> citato in Biondi *e altri* (2000).

<sup>44</sup> Per assemblaggi a 3 mattoni, la fessurazione ha avuto luogo in pari proporzione nel giunto inferiore e superiore.

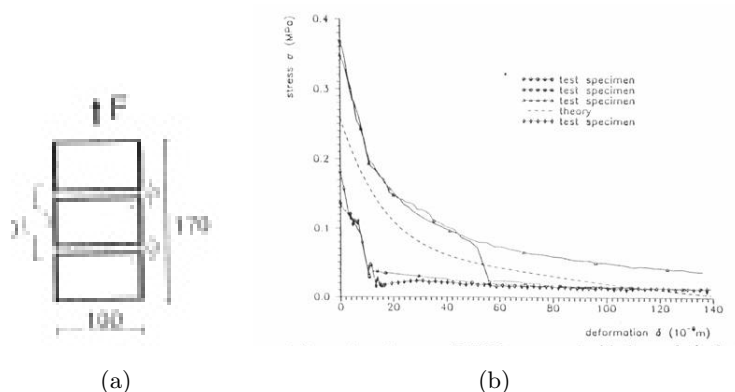


Figura 2.80: comportamento post-picco di assemblaggio di muratura soggetto a trazione, van der Pluijm (1992).

nata principalmente dal comportamento post-picco a trazione, più che dalla differenza di modulo elastico a trazione e compressione dell'interfaccia.

La resistenza a trazione in direzione perpendicolare ai letti di malta può essere normalmente approssimata come resistenza a trazione dell'interfaccia malta-mattone (Lourenço (1996)); più raramente, in caso di mattoni deteriorati ed incollaggio di interfaccia elevato possono comportare crisi per trazione dei mattoni stessi.

Differente è la questione della resistenza a trazione in direzione parallela ai letti di malta, studiata ad esempio da Backes (1985) (citato in Lourenço (1996); Figura 2.81).

Le modalità di rottura osservate sono state 2:

- fessura a zig-zag tra letti e giunti di testa, con *plateau* residuo dopo il picco e risposta governata dall'energia di frattura dei giunti di testa e dal comportamento di modo II dei letti di malta;
- fessura verticale passante attraverso unità e giunti di testa, con comportamento *softening* post-picco e risposta governata dall'energia di frattura di unità e giunti di testa.

#### 2.3.1.4 Comportamento a taglio di giunti

In letteratura è stata dedicata una grande attenzione allo studio del comportamento a taglio di giunti di muratura, sia nelle fasi prepicco che in termini di

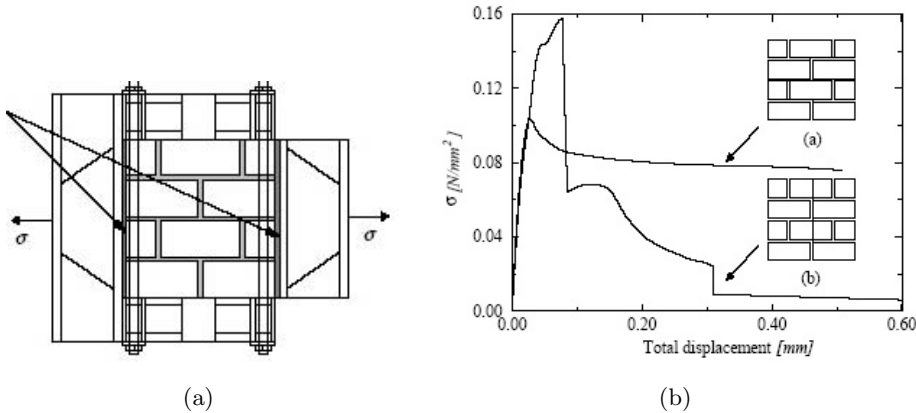


Figura 2.81: Prova di trazione parallela ai letti di malta: test setup (a) e comportamento post-picco, Backes (1985) in Lourenço (1996).

risposta attritiva post-picco.

Nel caso di precompressione moderata in direzione ortogonale ai letti di malta, il comportamento a collasso può essere rappresentato attraverso un dominio di *Mohr-Coulomb*. Tale assunto non è in generale valido in presenza di sforzi di trazione. In caso di precompressione elevata, è possibile avere *crushing* delle unità con conseguente fessurazione diagonale.

Un aspetto importante nelle prove a taglio è la dilatanza, misura della variazione di volume conseguente a scorrimento a taglio. L'angolo di dilatanza è definito come arcotangente del rapporto tra spostamento normale e scorrimento tangenziale, ed incide notevolmente sulle possibili modalità di applicazione del carico di precompressione normale al giunto.

I tipi di test per cogliere i parametri del dominio di *Mohr-Coulomb* (coesione ed angolo di attrito) sono numerosi; generalmente viene indagato il comportamento locale di doppietti e/o tripletti. L'estrazione di tali parametri da assemblaggi strutturali più complessi (ad esempio murature a più corsi) è resa molto difficile da uno stato tensionale arduo da caratterizzare.

Uno dei problemi sperimentali principali, mostrato anche da simulazioni numeriche, è l'impossibilità di ottenere uno stato di sollecitazione normale ai giunti uniforme sulla superficie di scorrimento a causa di effetti flessionali e di contorno, impliciti praticamente in tutte le modalità di prova.

In una campagna di tests su un doppio corso di mattoni di spessore pari ad 1 testa, caratterizzati da mattoni “forti” ( $f_{c,cyl} = 33 - 63$  MPa) e malta “debole” ( $f_{c,cyl} = 4,4 - 7,8$  MPa)<sup>45</sup>, Atkinson e altri (1989) hanno evidenziato i seguenti aspetti:

- Il primo ciclo di carico presenta un picco di resistenza; all’inversione del carico nel corso del primo ciclo può manifestarsi un secondo picco, ma solo nel caso di precompressione normale bassa (Figura 2.82);

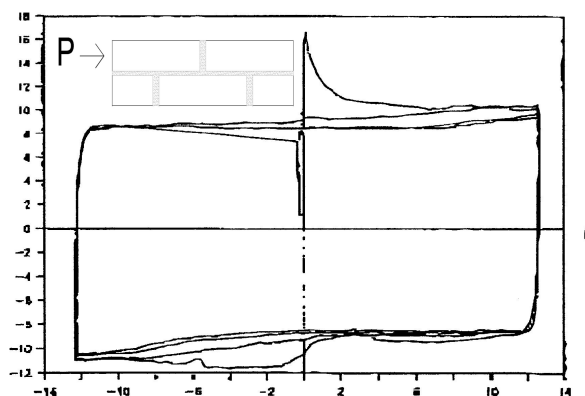


Figura 2.82: Test a taglio su geometria illustrata nell'immagine e relativi cicli di carico (su mattoni del XIX secolo e malta  $f_{c,cil} = 4,39$  MPa), Atkinson e altri (1989).

- il picco del primo ciclo si manifesta esplicitamente per provini costruiti *ex novo*, mentre per provini prelevati da strutture esistenti è meno evidente;
- dilatanza e contrazione si alternano 2 volte ogni ciclo: il bilancio sul ciclo è quello di contrazione, con dilatanza che si manifesta solo in presenza di precompressione bassa;
- la legge di *Mohr-Coulomb* descrive in maniera adeguata sia la resistenza di picco che quella residua; quest'ultima è poco sensibile al numero di cicli sperimentati<sup>46</sup>;

<sup>45</sup> Prove in controllo di carico di precompressione normale.

<sup>46</sup> Si tratta comunque di mattoni resistenti.



- i valori di coefficiente di attrito si collocano spesso tra 0,7 e 0,85, mentre la coesione risulta più dispersa. Una revisione di dati di letteratura in merito è riportata in Tabella 2.6;
- il comportamento pre-picco può essere considerato iperbolico, secondo la relazione:

$$\tau = \frac{u}{a + bu},$$

dove  $u$  è lo spostamento ed  $a$  e  $b$  parametri di *fitting*; la rigidezza iniziale aumenta all'aumentare della precompressione.

Lourenço e Ramos (2004) hanno testato giunti a secco tra blocchi di arenaria dalla rugosità superficiale variabile. La distribuzione di sforzi normali e tangenziali, ottenuta attraverso simulazioni ad elementi finiti, è illustrata in Figura 2.83.

La sperimentazione mostra chiaramente come siano le caratteristiche di scabrezza della superficie, più che quelle meccaniche dei materiali, a definire il comportamento a taglio dei giunti.

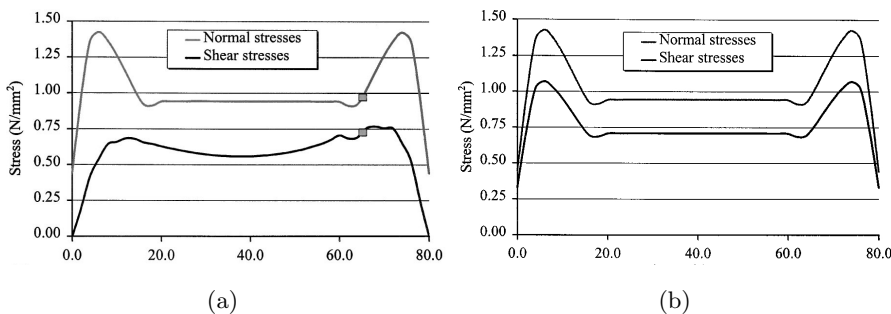


Figura 2.83: Simulazione numerica di giunto a secco tra doppietto di arenaria: distribuzione di sforzo normale e tangenziale lungo la superficie di scorrimento in fase pre-scorrimento (a) e scorrimento (b), Lourenço e Ramos (2004).

È emerso un comportamento elastoplastico perfetto nel ciclo, incrudente all'inversione di carico nel caso di superficie lisciata (Figura 2.84(a)). Nel caso di superfici rugose, si è notata una nonlinearity elastica (ma non in fase di scarico), incrudimento sia plastico che nel corso dei cicli (solo nei primi 3 – 4, Figura 2.84(b)). La dilatanza è risultata significativa solo nei primi cicli per superfici rugose, mentre negli altri casi è praticamente trascurabile.

Tabella 2.6: Raccolta dati di prove a taglio su giunti malta mattone, Atkinson e altri (1989).

Fonte	Mattoni	Malta*	$c$ MPa	$\tan \phi$	$\sigma$ MPa
Atkinson <i>et al.</i>	Unità (arg.)	1:2:9	0,127	0,695	0-4
	XIX sec.	13mm	0,023 <sup>r</sup>	0,678 <sup>r</sup>	
Atkinson <i>et al.</i>	Unità (arg.)	1:2:9	0,213	0,640	0-4
	XIX sec.	13mm	0,038 <sup>r</sup>	0,693 <sup>r</sup>	
Atkinson <i>et al.</i>	Unità (arg.)	1:1,5:4,5	0,811	0,745	0-4
	moderne		0,037 <sup>r</sup>	0,747 <sup>r</sup>	
Hegemier <i>et al.</i>	Blocchi cls.	Tipo S	0,25	0,89	0-2,75
Stöckl and Hofmann	Mattoni	1:0,68:15	0,95	0,7	0-2,4
	argilla	1:0:0,97	1,45	0,56	
Pook <i>et al.</i>	Blocchi cls.	Tipo S	0,76	0,7	0-1,6
Nuss <i>et al.</i>	Unità (arg.)	1:2:9	1,10	0,77	0,7-6,3
	moderne	1:0,5,4,5	4,73	0,75	3,1-18,3
		1:0,25:3	4,86	0,76	1,4-22
Pieper	Argilla	1:2:8	0,20	0,84	0-1,2
Drysdale <i>et al.</i>	Mattoni argilla	1:0,5:4	0,57	0,90	0-14
Kariotis <i>et al.</i>	Mattoni storici	Calce-sabbia	0,33	1,115	0-0,150

<sup>r</sup> indica i valori residui post-picco

\* cemento:calce:sabbia

I risultati sperimentali sembrano seguire la legge di *Mohr-Coulomb*, ma con un incrudimento del coefficiente di attrito, più marcato nel caso di superficie inizialmente liscia (si passa da 0,18 a 0,43).

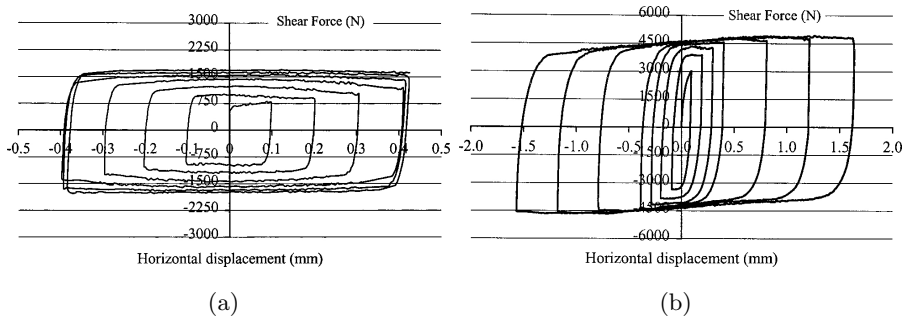


Figura 2.84: Comportamento ciclico di giunto a secco tra doppietto di arenaria: superficie di contatto liscia (a) e rugosa (b), Lourenço e Ramos (2004).

Abdou e altri (2006) hanno valutato l'effetto della foratura delle unità sul comportamento a taglio del giunto. La malta utilizzata nella sperimentazione presentava una buona resistenza a compressione (20 MPa) ed a trazione (4 MPa); i mattoni, forati e pieni, erano caratterizzati da una resistenza maggiore, anche nella direzione più debole. I risultati hanno indicato che i mattoni forati mantengono una resistenza residua a taglio pari al 50 % della resistenza di picco, e che in stati di presenza concomitante di taglio e compressione vale la legge di *Mohr-Coulomb*, con i medesimi valori di angolo di attrito di picco e residuo per entrambe le tipologie di mattone.

Lourenço e altri (2004) hanno analizzato porzioni di muratura (mattoni forati) con orditura a giunti di testa continui in microcemento (indicata nel caso di muratura armata). Le prove, condotte su tripletti in cui il microcemento ha caratteristiche di resistenza circa pari a quelle delle unità nella direzione debole<sup>47</sup> ( $f_c \approx 30$  MPa,  $f_t \approx 1,7$  MPa contro  $f_c \approx 72$  MPa,  $f_t \approx 3,5$  MPa nella direzione forte), hanno mostrato differenze nel comportamento post-picco sebbene la resistenza a taglio di picco seguisse la legge di *Mohr-Coulomb* (Figura 2.85), in funzione del meccanismo di rottura evidenziato (Figura 2.86).

Riddington e altri (1997) hanno studiato le problematiche legate alla modalità di prova, per cui si sono evidenziati alcuni problemi quali:

<sup>47</sup>La sollecitazione di taglio è applicata parallelamente all'asse forte dei mattoni.

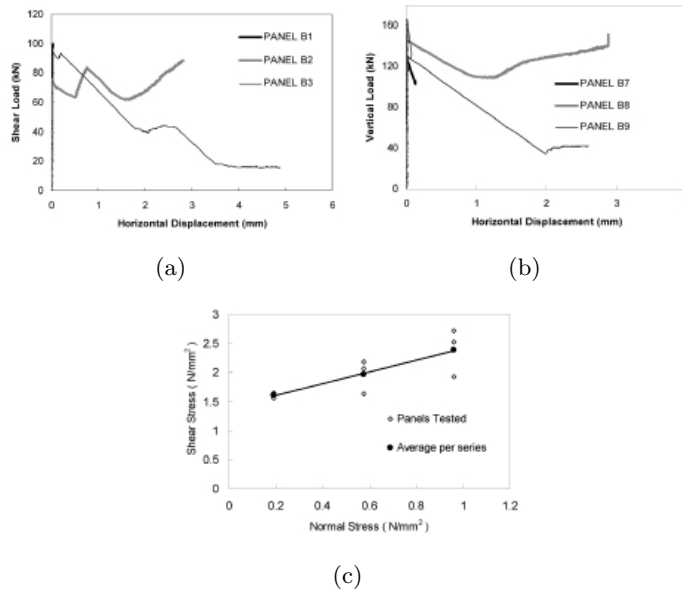


Figura 2.85: Curve carico spostamento per prove su tripletti: basso carico confinamenti (a.), alto confinamento (b), dominio Mohr-Coulomb per carico di picco, Lourenço e altri (2004).

1. all'interfaccia si possono sviluppare (localmente) sforzi di trazione (per cui non vale più la legge, lineare, di *Mohr-Coulomb*, e la relazione precisa non è ben nota);
2. la condizione di collasso è raggiunta progressivamente e non contemporaneamente su tutta l'interfaccia;
3. modalità di prova per cui lo scorrimento inizi vicino al bordo dovrebbero essere evitate, perchè potrebbero essere non rappresentative delle condizioni del giunto.

Tra le prove analizzate (analisi elastiche), la prova sul tripletto sembra dare risultati affidabili qualora la geometria di carico venga ottimizzata come in Figura 2.87(a). Questa evidenza numerica si scontra all'atto pratico con l'asimmetria meccanica e geometrica dei test sperimentali, per cui la non contemporanea rottura delle interfacce porta a problemi di rotazione e conseguente difficoltà di interpretazione dei risultati (Lourenço e altri (2004), Figura 2.86).



### 2.3.2 Modellazione EF della muratura

La caratterizzazione numerica delle murature è piuttosto difficoltosa a causa della scarsa conoscenza e della variabilità delle proprietà dei materiali costituenti, dell'anisotropia e della non omogeneità degli assemblaggi. Parlando di murature di malta e mattoni, la simulazione numerica può essere affrontata a varie scale di modellazione e raffinatezza (Lourenço (1996); Figura 2.88):

**micromodellazione dettagliata:** malta e mattoni sono considerati come elementi continui, le interfacce malta-mattone come elementi discontinui;

**micromodellazione semplificata:** si considerano malta e mattoni unità continue omogenee di caratteristiche meccaniche determinabili, in linea teorica, come media pesata dei valori, interagenti attraverso interfacce discontinue;

**macroscala:** le proprietà di mattoni, giunti ed interfacce sono spalmate in un continuo.

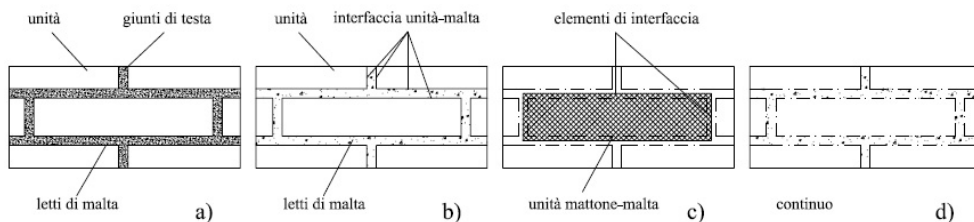


Figura 2.88: Campione di muratura (a), micromodellazione dettagliata (b), micromodellazione semplificata e macromodellazione (d).

#### 2.3.2.1 Modelli alla microscala semplificata

La definizione di comportamento alla microscala semplificata, come anticipato in precedenza, prevede la contrazione di mattone e semispessore della malta adiacente in un'unica unità; questi elementi, generalmente elastici, sono separati da interfacce inelastiche predefinite in cui si localizzano i comportamenti nonlineari.

Lourenço e Rots (1997) e Lourenço (1996) affrontano il problema della modellazione delle murature alla microscala semplificata (mesoscala) preve-

dendo appunto che tutti i fenomeni inelastici, eccetto quelli per trazione diretta (parallela ai letti di malta) delle unità, abbiano luogo nell'interfaccia, per la quale si definisce un dominio limite. Il vantaggio dell'utilizzo di elementi di interfaccia è che questi permettono una discontinuità nel campo degli spostamenti.

La matrice di rigidezza elastica dell'interfaccia è funzione di modulo elastico ed a taglio dei componenti e spessore dei letti di malta (in genere le unità sono assunte come elementi elastici in stato piano di sforzo). E' intuitivo notare come un valore finito di rigidezza induca sovrapposizione degli elementi in compressione anche in campo elastico.

Le peculiarità del modello proposto sono (Figura 2.89):

- *cut-off* a trazione, con legame *softening* (esponenziale, legato all'energia di frattura di modo I) in funzione del danneggiamento accoppiato trazione-taglio;
- criterio di attrito alla *Coulomb*, con degrado dell'angolo di attrito accoppiato al degrado della coesione (esponenziale, legato all'energia di frattura di modo II), a sua volta dipendente dal danneggiamento per trazione;
- *cap-mode* ellissoidale a compressione, in cui vengono inglobati i fenomeni di *crushing*. L'evoluzione plastica prevede un legame sforzo-deformazione lineare, incrudimento esponenziale (di grado 1/2), degrado prima quadratico e poi esponenziale.

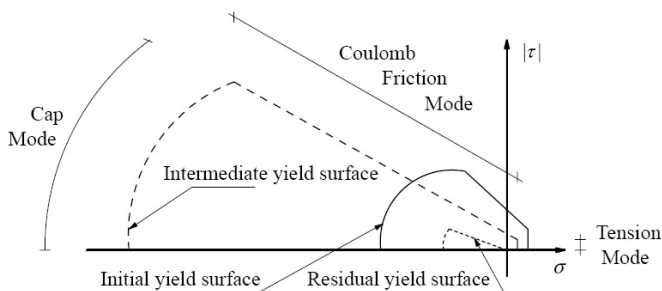


Figura 2.89: Dominio limite per interfaccia non-lineare per modellazione di muratura alla mesoscala, Lourenço e Rots (1997).

Una delle caratteristiche essenziali, rispetto a modelli precedenti, è la capacità di cogliere anche il comportamento *softening* in fase post-picco di murature (Figura 2.90).

Un aspetto fondamentale per la previsione della resistenza riguarda la dilatanza (che appare nella regola di flusso, non associativa, della modellazione dell'attrito alla *Coulomb*), soprattutto nel caso di elementi confinati, per cui l'incremento di compressione normale alle interfacce incrementa la resistenza di picco anche di 2,5 volte (l'influenza decresce all'aumentare di deformazione plastica a taglio e della precompressione, Figura 2.91).

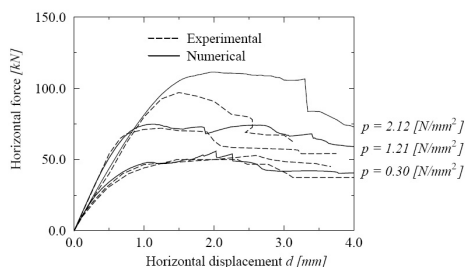


Figura 2.90: Curve carico-spostamento numeriche (modellazione alla mesoscala) e sperimentali, Lourenço e Rots (1997).

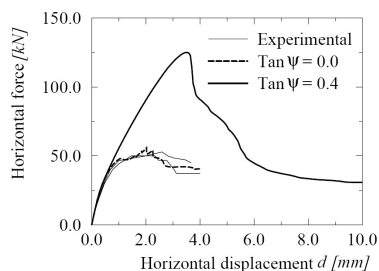


Figura 2.91: Effetto della dilatanza su comportamento a taglio murature, Lourenço (1996).

Lofti e Shing (1994) hanno proposto un modello alla microscala semplificata in cui fenomeni inelastici si manifestano sia nelle unità che all'interfaccia. Per quel che concerne l'interfaccia, le caratteristiche principali del modello sono:

- superficie di snervamento iperbolica a tre parametri che permette un passaggio graduale tra *cut-off* a trazione e criterio frizionale di *Mohr-Coulomb*, definita dalla relazione:  $F(\sigma, q) = \tau^2 - \mu^2(\sigma - s) + 2r(\sigma - s)$ . La curva è definita dai parametri:  $r=r(c, \mu, s)$ , raggio di curvatura al vertice dell'iperbole (dove  $c$ : coesione),  $s$  resistenza a trazione,  $\mu$  pendenza dell'asintoto della parabola (Figura 2.92(a));
- regola di flusso non associativa per prevenire eccessiva dilatanza, secondo:  $Q(\sigma, q) = \eta\tau^2 + (r - r_r)(\sigma - s)$ ; tale regola limita la dilatanza all'aumentare dello sforzo in compressione ed, a parità di sforzo di



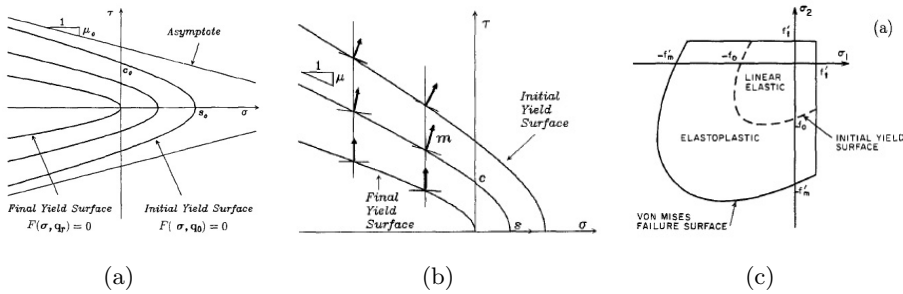


Figura 2.92: Modello di muratura per analisi EF, Lofti e Shing (1994); interfaccia: superficie di snervamento (a), regola di flusso non-associativa (b); unità: superficie di snervamento (c).

compressione, all'aumentare dello spostamento tangenziale cumulativo (Figura 2.92(b));

- variazione (*softening*) delle variabili interne dipendente dall'energia di frattura di modo I e II<sup>48</sup>; in particolare, il lavoro plastico: nella zona trazione-taglio riduce la resistenza a trazione, nella regione compressione-taglio riduce sia la resistenza a trazione che frizionale (quest'ultima ridotta solamente dal lavoro compiuto dagli sforzi di taglio).

Per le unità invece gli autori hanno previsto un modello con criterio biassiale di von Mises in compressione (prima *hardening*, poi *softening*), Rankine in trazione (con *cut-off* a segnalare l'inizio della fessurazione), fessure diffuse rotanti (Figura 2.92(c)).

Il modello è in grado di cogliere bene i meccanismi di rottura (Figura 2.93), ma anche in questo caso si assiste, soprattutto in caso di confinamento verticale della muratura, ad una importanza centrale giocata dalla dilatanza (attraverso il parametro  $\eta$  presentato in precedenza; Figura 2.94).

Successivamente, Mehrabi e Shing (1997) hanno proposto un modello, basato in parte sul modello di Lofti e Shing (1994), in cui vengono presi in considerazione una serie di aspetti omessi in precedenza:

<sup>48</sup>In assenza di dati diretti, l'autore utilizza ove necessario valori ottenuti indirettamente nella calibrazione del modello. In particolare tale processo di *fitting* ha condotto alle seguenti relazioni:  $G_f^I = 5G_{f,min}^I$ ,  $G_f^{II} = 10G_f^I$ ,  $G_{f,min}^I = s^2/2D_{nn}$ , dove  $D_{nn}$  rappresenta la rigidità elastica in direzione normale all'interfaccia e  $s$  rappresenta la resistenza a trazione monoassiale in assenza di taglio di Figura 2.92(b).

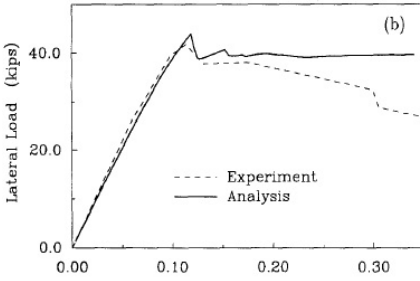


Figura 2.93: Comparazione numerico/sperimentale del comportamento muratura a taglio, Lofti e Shing (1994).

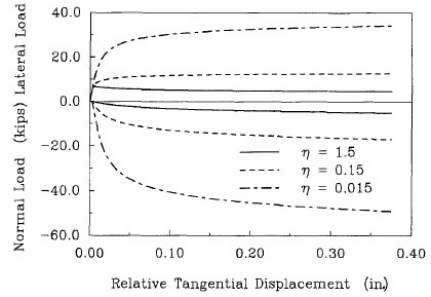


Figura 2.94: Effetto del parametro che governa la dilatazione sul comportamento dell'interfaccia, Lofti e Shing (1994).

- il comportamento *hardening* non-lineare in compressione dell'interfaccia, considerato di carattere elastico (senza dilatazione, Figura 2.95(a)); tale scelta limita il problema della sovrapposizione delle unità. La rigidità elastica a trazione è assunta costante;
- la dilatazione nei giunti di malta viene considerata di carattere geometrico (in modo da consentire reversibilità), data dall'effetto-cuneo causato dalle asperità (rappresentata dall'angolo  $\theta$  di Figura 2.95(b)). L'effetto ha luogo solo in seguito alla violazione del criterio di resistenza, ed è modellato in modo tale da considerare l'appiattimento delle asperità con la cumulazione di spostamento a taglio;

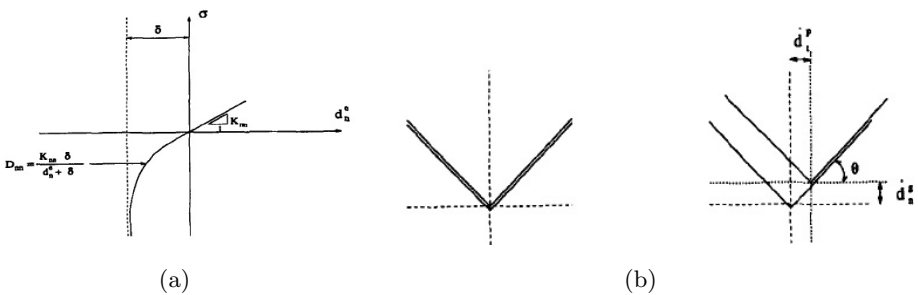


Figura 2.95: Modello di interfaccia, Mehrabi e Shing (1997): hardening a compressione (a) e dilatazione geometrica (b).

- il *crushing* e l'usura da spostamento relativo a taglio sotto precompressione verticale vengono considerati nell'ambito della teoria della plasticità. La regola di flusso plastico diviene:

$$\begin{aligned}
 Q_{Lof\text{ti}/Shing}(\sigma, q) &= \eta\tau^2 + (r - r_r)(\sigma - s) \\
 Q_{Mehrab\text{i}/Shing}(\sigma) &= \frac{1}{2}[\eta\tau^2 + (\sigma + a)^2]
 \end{aligned}
 \tag{2.8}$$

dove il parametro  $a$  controlla la direzione del flusso in caso di sforzo nullo.

Il modello è in grado di cogliere lo spostamento normale, anche negativo, indotto da taglio ciclico oltre che il carattere *softening* di particolari casi di prove a taglio (Figura 2.96).

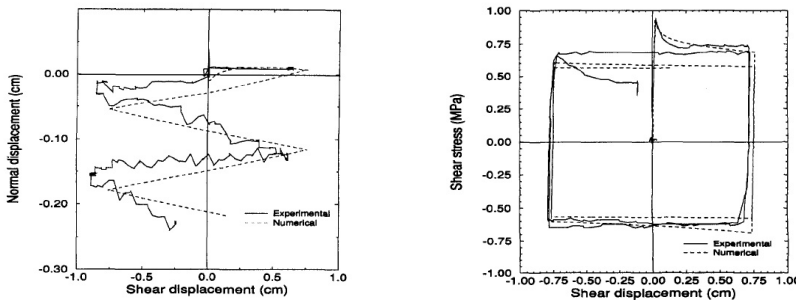


Figura 2.96: Validazione sperimentale del comportamento a taglio del modello di Mehrabi e Shing (1997).

Mosalam e altri (1997) suggeriscono, per l'angolo di dilatanza valori, da prove sperimentali, di  $10^\circ$  -  $30^\circ$ .

In generale, un approccio in stato di sforzo piano non sempre è in grado di cogliere il corretto meccanismo di collasso, in quanto ignora le tensioni fuori piano generate dalla differenza di modulo elastico dei materiali (Massart e altri (2005)).

### 2.3.2.2 Modelli continui alla macroscale

La definizione di un modello continuo alla macroscale è resa difficile innanzitutto dalla limitata sperimentazione, ma in secondo luogo anche dalla complessità di descrizione di comportamenti anisotropi in campo inelastico.

Tra i modelli disponibili vanno menzionati quelli proposti da Lourenço *e altri* (1997) e Lourenço *e altri* (1998) per i risultati ottenuti nella simulazione di prove sperimentali condotte in precedenza. La buona approssimazione è ottenuta in parte anche grazie alla calibrazione sperimentale dei parametri caratteristici, fatto che comunque non implica necessariamente la possibilità di cogliere, ad esempio, anche il meccanismo di collasso.

Il modello di materiale (Figura 2.97), mutuato in parte dai modelli per materiali quasi-fragili isotropi e poi esteso a mezzi ortotropi, applicabile in caso di stato di sforzo piano, presenta le seguenti peculiarità:

- è valido per materiali ortotropi appunto;
- a trazione: utilizza una legge costitutiva lineare fino alla rottura, seguita da *softening* esponenziale (con energia di frattura differente per gli assi del materiale, ma comune indice di danneggiamento che governa la variazione di resistenza). La superficie di snervamento è derivata dal *criterio di Rankine*;
- a compressione: utilizza una legge costitutiva lineare, seguita da un ramo *hardening* parabolico e poi da *softening* parabolico/esponenziale (anche in questo caso l'energia di frattura <sup>49</sup> è differente per gli assi del materiale, ma è comune l'indice di danneggiamento). La superficie di snervamento è derivata dal *criterio di Hill*;
- il flusso plastico è governato da una legge non-associativa per la trazione (in questo caso si utilizza la formulazione originale del *criterio di Rankine*, per ragioni di accettabilità dei risultati), ed associativa per la compressione;
- la trattazione è resa indipendente dalla *mesh* grazie alla definizione di una lunghezza equivalente che ne limita la dimensione.

Il modello è in grado di cogliere con adeguata precisione il comportamento in molte fasi di carico della struttura (Figura 2.98), ma anche le modalità di collasso sia per modi di rottura fragili che duttili, con una buona previsione del carico di collasso.

---

<sup>49</sup>Questa ipotesi è ritenuta valida sebbene sia riconosciuto che il collasso per compressione sia un fenomeno volumetrico e non superficiale.

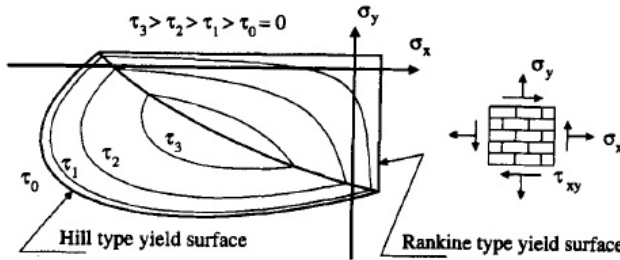


Figura 2.97: Dominio di snervamento per muratura anisotropa, Lourenço e altri (1998).

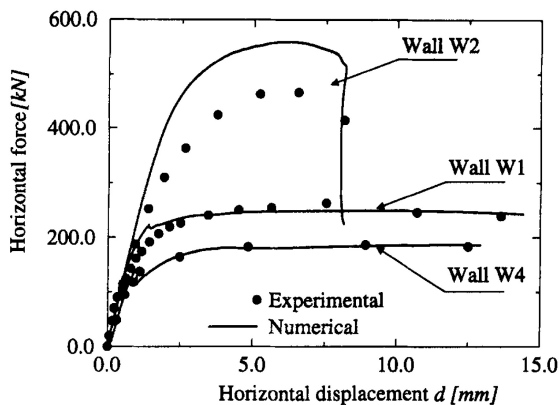


Figura 2.98: Curve carico spostamento sperimentali e simulate, Lourenço e altri (1998).

Un problema che si è evidenziato è legato alla capacità di cogliere il carico di collasso per compressione in prove sperimentali di vari autori<sup>50</sup>.

L'elevata precisione nella descrizione del comportamento per alcuni provini è comunque legata al caso, a detta degli autori stessi, più che ad una capacità intrinseca del modello.

Recentemente, Calderini e Lagomarsino (2008) hanno proposto un modello continuo semplificato per l'applicazione della tecnica degli elementi finiti a murature storiche (per cui la resistenza della malta è inferiore a quella dei blocchi di muratura), in cui la deformazione totale è data dai contributi ela-

<sup>50</sup>Tuttavia, la definizione stessa di collasso non è univoca, per cui i dati potrebbero riferirsi a stati differenti.

stico, del danneggiamento dei giunti di malta e dei mattoni e della muratura in compressione.

L'unico parametro geometrico di riferimento è l'inclinazione della diagonale che taglia la cella elementare, da cui dipende il campo deformativo dell'elemento. Gli autori hanno considerato gli strati di malta come interfacce in cui si localizza un salto di spostamento.

Sulla base della richiesta di simmetria di spostamenti nella cella (in quanto la soluzione fa riferimento ad un mezzo periodico, Luciano e Sacco (1997)) è possibile definire l'intero campo di spostamenti nei letti di malta combinando i set di spostamenti dei giunti 2 (=7) e 3 (=6) di Figura 2.99.

I blocchi si danneggiano per trazione o taglio, mentre la modellazione del danneggiamento della muratura in compressione risulta più approssimata: la trattazione dei letti di malta come interfacce impedisce di cogliere effetti dovuti alla differente rigidità dei materiali (Hilsdorf (1969)), oltre al danneggiamento dovuto a stati di compressione trasversali (es. *crushing* dei giunti di testa). Per quel che concerne le leggi di evoluzione del danno, sono stati seguiti due criteri, uno basato sulla meccanica della frattura, dove la tenacità dipende dal grado di danneggiamento (di cui è funzione lineare fino al picco, poi *softening*), l'altro di tipo frizionale (alla Coulomb).

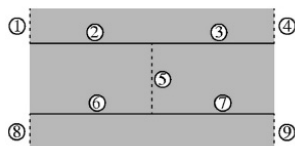


Figura 2.99: Geometria della cella base, Calderini e Lagomarsino (2008).

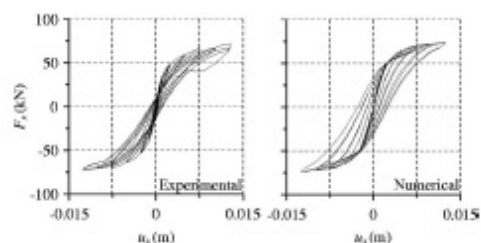


Figura 2.100: Cicli di isteresi sperimentali e numerici per muro snello a confronto, Calderini e Lagomarsino (2008).

La validazione del modello per confronto con prove sperimentali ha mostrato una buona capacità di cogliere il meccanismo di collasso, ma una difficoltà a descrivere con accuratezza il comportamento ciclico (Figura 2.100).

## 2.4 La terra cruda: materiale da costruzione

L'utilizzo della terra cruda come materiale da costruzione ha origini antichissime. Le tecniche costruttive in terra cruda risultavano infatti vantaggiose rispetto a quelle in pietra per la maggior semplicità e rapidità di esecuzione, nonché per la maggior disponibilità e reperibilità del materiale.

Tracce della tecnica *adobe* (mattoni di terra cruda) si ritrovano nelle civiltà babilonese, greca ed egizia (Doat e altri (1991); Figura 2.101), dove l'impasto era a base di terra e paglia. Un aspetto interessante delle varie tecniche costruttive in terra cruda è che queste si sono sviluppate in forma diversa a seconda delle caratteristiche del materiale locale a disposizione.

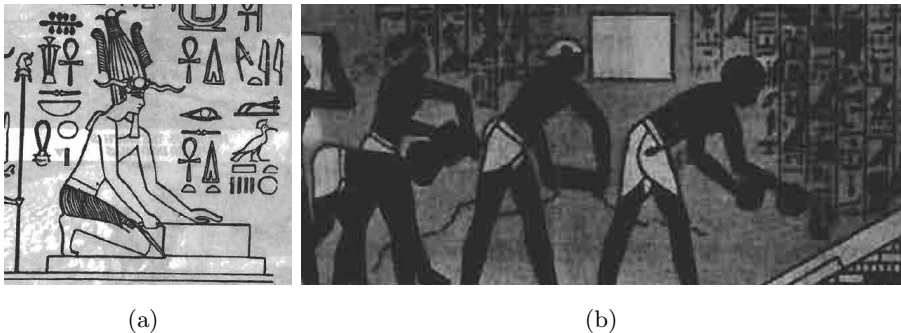
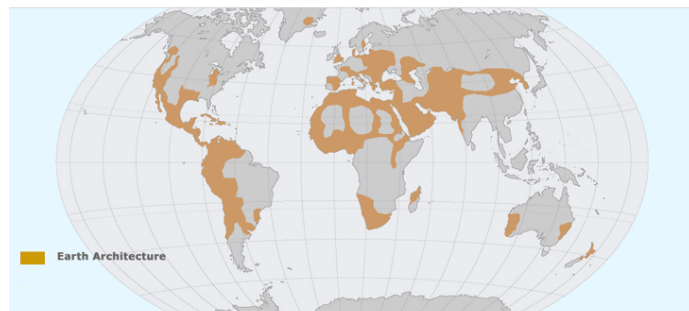


Figura 2.101: Regina Hatchepsout 1490-1469 a.C. con cassaforma per realizzazione di adobe (a) e schiavi alla costruzione del tempio di Ammon a Tebe in adobe, Doat e altri (1991).

La diffusione della terra cruda per l'edilizia nel mondo non è una prerogativa di paesi poveri, in zone a clima caldo, arido o desertico, come potrebbe apparire logico. Oltretutto, anche in zone a rischio sismico medio o elevato è possibile trovare costruzioni in terra cruda (Figura 2.102).

La scelta della terra cruda come materiale da costruzione presenta, come per ogni altro materiale, aspetti positivi e negativi. Se dal punto di vista della sostenibilità i vantaggi possono essere numerosi, è necessario comprendere la bontà del materiale dai punti di vista energetico e strutturale.

I fattori che influenzano le caratteristiche meccaniche di una terra sono fondamentalmente la composizione granulometrica, la mineralogia della miscela, il contenuto d'acqua dell'impasto ed il grado di costipamento. La terra cruda nella sua forma essenziale è costituita da argilla (caratterizzata da



(a)



(b)



(c)

Figura 2.102: Diffusione costruzioni in terra (a), mappa rischio sismico da moderato ad elevato (b) e della piovosità da 1000 a 3000 mm (c), [www.terracruda.com](http://www.terracruda.com).



deboli legami elettrostatici tra i fillosilicati, che garantiscono plasticità) che funziona da legante per inerti di granulometria maggiore. La funzione di stabilizzazione della matrice terrosa può essere affidata anche a leganti chimici (calce, cemento, gesso, bitumi, ecc.) o fisici (principalmente fibre).

L'utilizzo di materiale stabilizzato è comunque soggetto a critiche di vario genere. Crocker (2003) sostiene infatti che la stabilizzazione aumenti leggermente la resistenza, ma non modifichi il comportamento quasi-fragile a rottura. Secondo l'autore, la terra cruda può essere protetta dall'acqua con metodi tradizionali (utilizzo intonaci sacrificali, accorgimenti architettonici); in particolare la protezione deve essere garantita rispetto al potere erosivo dell'energia cinetica delle gocce in ruscellamento<sup>51</sup>, ed è ottenibile utilizzando intonaci di calce idraulica o di terra ricchi di fibre vegetali<sup>52</sup>. La necessità di protezione da eventi atmosferici è riportata anche da autori storici:

I muri di cinta e quelli delle case ordinarie costrutte in mattoni crudi, sono coperti da un intonaco d'argilla e paglia pesta che è bastante a coprirli dalla pioggia; [...].<sup>53</sup>

Si stima che la resistenza della terra cruda bagnata sia circa la metà di quella del materiale asciutto.

Uno dei problemi legati alla realizzazione di manufatti in terra cruda è la necessità di utilizzare grandi quantità di acqua per garantire lavorabilità all'impasto, cui consegue un forte ritiro in fase di essiccazione.

Spesso presentata come materiale dalle spiccate caratteristiche termoisolanti, la terra cruda in sè non mostra prestazioni notevolmente superiori ad altri materiali (buon calore specifico, ma anche elevata conducibilità termica,  $\approx 1,5 \text{ W/mK}$ , Parra-Saldivar e Batty (2006)); l'aggiunta di fibre vegetali, arguzia nota sin da tempi remoti, ne migliora le prestazioni termiche.

A favore dell'utilizzo della terra cruda depone una serie di fattori "secondari" (così definiti in quanto non sempre facili da quantificare o non recepiti a

---

<sup>51</sup>L'accumulo statico di acqua non comporta problemi se la terra è lasciata libera di asciugare rapidamente, e non confinata all'interno di strati impermeabili, ad esempio di intonaco cementizio.

<sup>52</sup>La scabrezza di pareti ricoperte da un intonaco ricco di fibre è maggiore rispetto ad una parete liscia, e questo rallenta le gocce, diminuendone il potere dilavante.

<sup>53</sup>Rondelet (1832), Tomo I, Capo II, Articolo I.

livello normativo): la capacità di isolamento acustico, di regolazione igrometrica, la resistenza al fuoco (anche in presenza di fibre vegetali), la maggiore temperatura radiante rispetto a soluzioni tradizionali (caratteristica che concorre al comfort termico “invernale”), l’isolamento dai gas inquinanti dell’atmosfera.

### 2.4.1 Tecniche costruttive in terra cruda

Le principali tecniche costruttive con terra cruda come materiale di base sono (Achenza e altri (2008)):

**adobe:** dall’arabo *al-tub*, mattoni fabbricati in stampi con impasto di acqua, terra e talvolta stabilizzanti come paglia, fieno, fluidificanti e sabbia, lasciati essiccare all’aria aperta;

**terra-paglia:** una terra di buona coesione viene diluita in acqua per ottenere una pasta fluida e omogenea, che è successivamente versata all’interno di una cassetta contenente paglia in grandi quantità fino all’impregnamento; l’impasto è poi compattato. Non ha capacità portante;

**pisè:** terra costipata a strati manualmente o meccanicamente all’interno di casseforme; nella variante *cob* il materiale base è simile alla *terra-paglia*; una versione primitiva, la *terra impilata*, consisteva nell’impilatura di cordoli di fango ad ottenere una muratura stratificata;

**torchis:** orditura di elementi in legno verticali su cui vengono legati o inchiodati elementi orizzontali; su tale struttura viene steso un doppio strato di terra sulle due facce; nella variante *bambù bagiareque* il legno è sostituito da bambù fiammato (passato sul fuoco per renderlo impermeabile);

**blocchi compressi:** mattoni ottenuti per compattazione di terra leggermente umida in presse meccaniche o manuali; la maggior densità ottenuta migliora le caratteristiche meccaniche;

**bauges:** impilatura di zolle di terra, solitamente irrobustite con fibre di vari materiali, di forma cilindrica affusolate alle estremità, compresse leggermente con mani e piedi per ottenere un muro monolitico; nell’Italia centrale la tecnica prende il nome di *massone* (Figura 2.103), in cui

l'impasto di paglia in forma cilindrica (di spessore 15 cm) viene disposto trasversalmente allo sviluppo del muro (Baldacci (1958)).



*Figura 2.103: Costruzione abitata in massone, Perrotti e Pisano (1999).*

### 2.4.2 La terra cruda: storia, architettura e trattatistica

Alcuni esempi di realizzazioni in terra cruda, intesi più come inquadramento generale che come ricerca esaustiva in merito, mostrano le potenzialità del materiale.

Testimonianze storiche dell'utilizzo della terra cruda come materiale da costruzione sono diffuse in tutto il mondo.

In Africa, l'utilizzo del materiale ha origini antichissime, ed era ben noto alla civiltà egizia: alcune opere si sono conservate fino ai giorni nostri. Rondelet, in proposito dice:

A dieci leghe circa oltre il Cairo si vedono gli avanzi d'una piramide costrutta in mattoni crudi, che si presumono quelli della piramide di cui parla Erodoto, eretta da Asichi re d'Egitto, che vi fece incidere sopra la seguente iscrizione: "Non mi spregiare paragonandomi alle piramidi di pietra: io sono di tanto superiore ad esse quanto Giove è al disopra degli altri Dei; mentre io sono stata costrutta in mattoni fatti col limo del fondo del lago".<sup>54</sup>

Le abitazioni di Gerico (8000 a.C.) avevano fondazioni in pietra su cui poggiavano mattoni crudi modellati a mano; precursori della terra armata

<sup>54</sup>Rondelet (1832), Tomo I, Capo II, Articolo I.

furono i babilonesi; da India e Cina giungono testimonianze di costruzioni in terra cruda. La stessa Sacra Bibbia parla del materiale in riferimento alla schiavitù del popolo ebraico in Egitto (Esodo, capitolo 5, §6-8, in Bugini e altri (2009)).

La torre di Babele può essere considerata uno tra i più antichi monumenti in mattoni crudi; un aspetto interessante è la tecnica costruttiva impiegata<sup>55</sup>:

I mattoni crudi impiegati nella sua costruzione [...] sono legati con una specie di malta fatta con terra e bitume. [...]. Ma il più rimarchevole nelle ruine di questa torre antica si è che alternativamente dopo sette ranghi di mattoni, il muro è legato da una strato generale di canne infrante, miste alla paglia ed al bitume. Questi strati distano un metro circa l'uno dall'altro, e lo spessore di essi è di un decimetro.<sup>56</sup>

In Africa, l'influsso delle varie correnti culturali ha portato ad una precisa connotazione geografica delle tecniche costruttive in terra: le civiltà mediterranee hanno infatti diffuso l'*adobe* nell'Ovest, mentre quelle indiane hanno radicato il *torchis* nell'Est. L'Islam, dal VI secolo, ha poi dato origine all'architettura delle Moschee, destinata a modificare l'aspetto delle città africane (Figura 2.104).

La cittadella iraniana di Bam, le cui origini risalgono al 500 a.C. ed è stata abitata fino al 1850, venne distrutta per l'80% dal terremoto del 2003. Per estensione (180 000 m<sup>2</sup>), è stata considerata la più grande città al mondo in mattoni, almeno fino al 2003 (Figura 2.105).

Tra il 1200 a.C. ed il 1300 a.C. nell'America centrale sorsero piccole case quadrangolari in terra e legno con coperture di paglia, cui seguì nel 500 a.C. la diffusione dell'*adobe*. La civiltà andina dei Mochicas (II-III secolo d.C.) si servì di terra battuta ed *adobe* per la costruzione di canali di irrigazione. Chan Chan (Perù, Figura 2.106), capitale dell'impero Chimu, fu costruita in mattoni crudi. Lungo il Rio Grande, l'architettura dei *pueblos* indica ancora grande conoscenza della tecnica dei mattoni di terra.

---

<sup>55</sup>Sebbene l'autore non sia certo che l'edificio specificamente descritto da Le Goux de la Boulaye sia esattamente la costruzione biblica, è probabile che la tecnica costruttiva sia la medesima.

<sup>56</sup>Rondelet (1832), Tomo I, Capo II, Articolo I.



(a)

(b)

*Figura 2.104: Mura della Medina di Marrakech, Marocco (a) e Moschea di Djenne, Mali (b), Achenza e altri (2008).*



*Figura 2.105: Città di Bam, Iran  
Achenza e altri (2008).*



*Figura 2.106: Chan Chan, Perù  
Achenza e altri (2008).*

In Europa le tracce più antiche di costruzioni in terra cruda risalgono a 6000 anni fa. Insediamenti primitivi siti sul Mar Egeo, in Tessaglia, testimoniano di costruzioni miste in terra e legno; in altre situazioni la terra cruda è alternata a tufo, gesso, marmo e legno (civiltà minoica); l'Atene del *III* secolo è costruita in *adobe*.

Sull'evoluzione della conoscenza costruttiva degli antichi, Vitruvio:

E dapprima eretti dei pali a forca e interposti dei rami allestirono muri col fango. Altri disseccando zolle di fango costruivano muri, intelaiandoli col legno, e per ripararsi dalle piogge e dai calori estivi li coprivano con canne e fronde. Depoché durante le procelle invernali i tetti non poterono sostenere le piogge facendo gli spioventi

ricoprirono con fango spalmato i tetti inclinati [...].<sup>57</sup>

A Roma, le capanne in terra e legno delle origini sono sostituite da costruzioni in mattoni crudi, che restano diffuse per edifici secondari in genere extraurbani ed abitazioni popolari fino all'epoca Augustea.

Tra le altre costruzioni di rilievo in mattoni di terra del periodo antico, Vitruvio indica:

un muro d'Atene che guardava il monte Imetto; i muri dei templi di Giove e d'Ercole, le colonne e le cornici dei quali erano di pietra; il palazzo del re Attalo a Tralle; quello di Creso a Sardi, e di Mausoleo ad Alicarnasso.<sup>58</sup>

Cenni a costruzioni in terra cruda nella Grecia del II secolo d.C., in riferimento alla debolezza e vulnerabilità all'acqua della stessa, si trovano in *Viaggio in Grecia* di Pausania. Nel panorama romano, oltre a Vitruvio e Plinio, tracce di architettura in terra cruda sono spesso associate ad ambiti rurali: Catone, II secolo a.C. (*De re rustica*), Varrone I secolo a.C. (*De re rustica*), Palladio, IV secolo d.C. (*De re rustica*), Cassio Dione, III secolo d.C. (*Storia romana*)<sup>59</sup>.

La terra cruda è stata comunque utilizzata anche in tempi più recenti nel contesto europeo. La tecnica del *pisé* è diffusa in Francia da secoli: nel 1764, incaricato del restauro di un castello nel distretto di Ain, Rondelet nota che le murature *formacee*<sup>60</sup>, vecchie di 150 anni, hanno assunto la consistenza di *pietre tenere di mediocre qualità*. Tale tipologia di costruzioni era all'epoca diffusa anche nei dipartimenti del Rodano e dell'Isero (Rondelet (1832)).

In Germania la costruzione in terra viene rivalutata con la Seconda Guerra Mondiale quando, in ragione della concomitante assenza di materiali da costruzione industriali e della necessità di fornire alloggi agli sfollati, sono state richieste soluzioni proponibili su vasta scala a costi contenuti. Fabbricati in *pisé* si erano già diffusi in Mecklenburgo, Prussia e Sassonia al principio del XIX secolo; l'ispettore delle fabbriche Sachs *in Berlino si acquistò fama, con questa struttura* negli anni 1824-26 (Breymann (2003)).

La tecnica costruttiva del *pisé* venne proposta in numerose varianti, per la difficile posa in opera dei cassoni del tradizionale metodo; Cointeraux e Sachs

<sup>57</sup>Vitruvio (1997), Libro Secondo, cap. I.

<sup>58</sup>Rondelet (1832), Tomo I, Capo II, Articolo I.

<sup>59</sup>Citati in Bugini e altri (2009).

<sup>60</sup>Muro formato di argilla pressata in cassaforma.

proposero murature in cui la cassetta venisse sostituita da elementi in terra cruda a perdere, quali quadri di argilla compressa o formelle d'argilla, riempiti in seguito con il *pisé* vero e proprio (Breyman (2003)).

Col tempo presero a diffondersi anche costruzioni in *pisé* "stabilizzato" con leganti chimici, tradizionalmente la calce, per l'economia delle costruzioni. Ad esempio Breyman (2003), con riferimento alla situazione prussiana del XIX secolo, paragona il costo elementi in terra cruda stabilizzata a quello di soluzioni in pietrame (risparmio del 50 – 60 % rispetto a soluzioni in mattoni cotti). Il *pisé* diviene, nelle soluzioni proposte da Wedeke e Engel, una malta di calce molto magra (8 – 9 parti di sabbia su 1 parte di calce). L'utilizzo della calce come possibile stabilizzante era noto anche al Rondelet:

La terra che era costretto di adoperare mi parve alquanto secca e di mediocre qualità. Per evitare un tale inconveniente, dopo averla fatta tritare e passar pel graticcio, la feci umettare con latte di calce in luogo dell'acqua pura.<sup>61</sup>

De la Faye (1778)<sup>62</sup> sostiene che, sulla base dell'interpretazione di testi di Vitruvio e Plinio, i mattoni in crudo degli antichi fossero fatti di calce o che questa fosse almeno una dei componenti<sup>63</sup>.

Breyman annovera le pareti di *torchis* tra le soluzioni possibili (costituita da argilla con incorporata, tramite rimestamento o calpestanto, paglia di segale tagliata in lunghi fili), ma sconsigliabili in quanto:

[...] sotto il riguardo della solidità e della durata, sono considerevolmente inferiori, alle strutture *pisé* sia d'*argilla* che di *malta*; sono forse le peggiori tra tutte le pareti.<sup>64</sup>

In Italia, la diffusione della terra cruda in tempi recenti è comunque importante; molto spesso, si è trattato di una scelta obbligata in assenza o a causa del costo eccessivo di materiali da costruzione più "nobili".

La carenza di pietra nella pianura padana lombardo-emiliana ha portato all'edificazione di costruzioni rurali in mattoni crudi (non stabilizzati con

<sup>61</sup>Rondelet (1832), Tomo I, Capo II, Articolo II.

<sup>62</sup>In Rondelet (1832).

<sup>63</sup>Tesi contrastata in quanto Rondelet sostiene che in tal caso i mattoni si sarebbero conservati almeno in parte fino all'epoca in cui lui scrisse.

<sup>64</sup>Breyman (2003), cap. I, sez. 30, p. 53.

paglia), visibili almeno fino alla metà del XX secolo, nonostante il problema delle piene del Po (testimoniate ne *L'idea dell'architettura universale* di Scamozzi del 1615, in Bugini e altri (2009)).

Altre testimonianze sull'uso del crudo giungono dal Piemonte, nell'ordine delle migliaia di edifici (detti trunere; Serra, in Bollini (2006)), più specificamente dalla pianura della Frascetta fino ad Alessandria, dove la mineralogia dei terreni garantisce proprietà meccaniche e termiche adeguate (Merlano, in Bollini (2006)). Qui sono diffuse costruzioni in terra battuta (nella città di Alessandria delle origini, nel XII secolo, destinate alle classi popolari, Robboni (2007)). Inoltre, in Provincia di Cuneo e di Torino, si ritrovano costruzioni di carattere rurale miste in cotto (per il basamento, i cantonali delle pareti, le spalle e le piattabande delle aperture<sup>65</sup>) e crudo (non fibrorinforzato), rivestite di intonaco, risalenti alla seconda metà del XIX secolo ed attualmente in stato di degrado avanzato (Bosia (2009)).

Nel campidano, in Sardegna (tra Oristano e Cagliari), si diffusero nei secoli case di tipologia "a corte" ed edifici pubblici in terra, fino a raggiungere circa 90 000 unità sparse in 30 cittadine (praticamente 1/3 del patrimonio storico sardo, Achenza (2003)). Anche in questo caso, condizioni geografiche avverse hanno ridotto la disponibilità di pietra e legno, migliorando l'abilità delle manovalanze nell'utilizzo della terra. La forma di utilizzo più diffusa era quella dell'*adobe* (di terra, sabbia, paglia, detti ladiri), con una tradizione soppiantata negli anni '50 dall'uso di blocchi in cemento.

La terra cruda appartiene alla tradizione costruttiva abruzzese, diffusa com'è nelle provincie di Teramo, Chieti e Pescara. Di questi edifici, la maggior parte è stata realizzata con la tecnica del massone<sup>66</sup> (il 93,3% del totale); una piccola percentuale è stata costruita con la tecnica dell'*adobe* (2,2%); gli edifici costruiti secondo questa tecnica sono quasi tutti localizzati nella medesima area geografica, nel comune di Santo Omero; il *pisé* è totalmente assente. Sebbene parte di queste costruzioni, residenziali o vernacolari, sia oggi in fase di abbandono e di decadimento, alcune sono tuttora utilizzate; si tratta in genere di edifici di un paio di piani di altezza al massimo.

---

<sup>65</sup>In alcuni casi si è notata la presenza di pilastri in cotto all'interno di murature in terra cruda.

<sup>66</sup>La tecnica del massone, variante locale del metodo *bauge*, è detta maltone nelle Marche.



Il rapporto dei trattatisti con la terra cruda è stato spesso dubitativo: il materiale viene storicamente associato a climi caldi e secchi. Secondo Rondelet:

Il difetto dei mattoni crudi di non poter resistere all'umido nei climi freddi, fece sì che non vi vennero adottati e non si conservano che nei paesi caldi e nei climi secchi.<sup>67</sup>

Similmente a quanto asserito da Rondelet, il Cantalupi dice:

Ma nella valle del Po e laddove il terreno viene coperto dalle acque della piena [...] i muri formacei diventano pericolosi in quanto che, le acque dimorando per lunghi giorni, l'argilla si rammollisce e si sfascia e conseguentemente succede la rovina dell'edificio.<sup>68</sup>

L'Alberti (1450) considera il materiale in modo molto critico da un lato:

E in verità per quanto io conosco le più antiche costruzioni [...] nessun materiale è più conveniente del mattone: non crudo beninteso, ma cotto; [...],<sup>69</sup>

ma ne tesse le lodi in un'altra occasione:

Un muro costruito con i mattoni crudi è vantaggioso per la salute degli abitanti dell'edificio, resiste molto bene agli incendi e non subisce danni eccessivi in seguito ai terremoti, ma non sostiene le solette se non con uno spessore adatto.<sup>70</sup>

Il Breymann considera le pareti in terra argillosa (non chiaro nella traduzione, ma sembra di intendere quelle costruite con tecnica *torchis* in particolare) una soluzione:

in quelle località dove mancano le pietre naturali, o dove anche si vuole evitare la spesa per la fabbricazione dei mattoni e particolarmente nei fabbricati rurali.<sup>71</sup>

<sup>67</sup>Rondelet (1832), Tomo I, Capo II, Articolo I.

<sup>68</sup>Breymann (2003), cap. I, sez. 27, p. 46.

<sup>69</sup>Alberti (1989), Capitolo X, Libro II, p. 78.

<sup>70</sup>Alberti (1989), Capitolo XI, Libro III.

<sup>71</sup>Breymann (2003), cap. I, sez. 30, p. 53.

In ogni caso, appare la necessità di proteggere gli elementi strutturali attraverso scelte architettoniche adeguate:

Questi muri devono poi anche essere preservati dall'umidità, tanto al piede quanto in cima; ciò che richiede di basarli su uno zoccolo in mattone od in pietra, e di fornirli di un tetto assai sporgente.<sup>72</sup>

L'architettura più recente in terra cruda sembra rispondere ad esigenze differenti: la ricerca di un nuovo modo di costruire, sia in risposta ad una domanda architettonica che di sostenibilità, oppure la necessità di utilizzare un materiale a basso costo con prestazioni comunque sufficienti per edifici di dimensioni modeste. Tale distinzione sembra comunque essere legata alla collocazione geografica degli interventi: paesi sviluppati e paesi in via di sviluppo<sup>73</sup>.

Wright nel 1942 ha utilizzato la terra cruda per la *Pottery House* di Santa Fè (Figura 2.107). La tipologia a patio, le pareti in *adobe* ed i tronchi di legno per le coperture richiamano l'architettura locale, con influenze ispaniche; l'equilibrio di colori e la tipologia di terra da utilizzare hanno richiesto il trasporto del materiale da costruzione direttamente da El Paso, dove era stato inizialmente concepito il progetto.

Tra le esperienze di maggior rilievo nelle costruzioni in terra c'è sicuramente Le Domaine de la Terre, a Ville Fontaine (Francia). Costruito in *pisé* nel 1985 secondo standard atti a garantire comfort termico (anche grazie alla notevole inerzia), a 17 anni di distanza dall'ultimazione dei lavori i muri a vista sono in perfetto stato di conservazione (Figura 2.108).

In seguito all'ondata migratoria verso le principali città della zona causata da una prolungata siccità che colpì il Sahel negli anni '70, la Mauritania si trovò ad affrontare una notevole richiesta di abitazioni per l'alloggio degli sfollati. Per porre rimedio al problema, in assenza di materiali da costruzione tradizionali, si optò per costruzioni in terra locale mescolata a crusca di riso, per quella che rimase un'esperienza estemporanea (furono realizzate 12 costruzioni pilota, con un costo pari ad 1/7 di quello stimato nel caso di utilizzo

<sup>72</sup>Breyman (2003), cap. I, sez. 30, p. 53.

<sup>73</sup>Gli esempi che seguono sono tratti dal sito: [www.terracruda.com](http://www.terracruda.com).



Figura 2.107: Pottery House, Santa Fè, [www.terracruda.com](http://www.terracruda.com).



Figura 2.108: Costruzione in pisé, Villefontaine, [www.terracruda.com](http://www.terracruda.com).

di materiali tradizionali) a causa della cessazione dei finanziamenti, impiegate nelle forniture belliche.

Esigenze di compatibilità con l'ambiente naturale e di rispetto degli equilibri dell'ecosistema hanno portato al concepimento di Mauritzberg Manor House, su progetto dell'architetto Sverre Fehn, dove si fa uso di *pisé* e terra paglia, per le spiccate proprietà di isolamento termoacustico.

Una commistione di materiali moderni e terra cruda è rappresentata da Ooi House, vicino a Perth, in Australia. La zona giorno, in vetro ed acciaio, fa da contraltare alla zona notte in *pisé*, tecnica diffusa in Australia e principalmente nella città di Perth e dintorni.

Riprendendo i materiali e le tecniche di costruzione utilizzati sin dalle origini della città, *adobe* e *pisé*, Rick Joy ha realizzato i Convent Avenue Studios, di Tucson, Arizona (USA), andando ad imporre a questi elementi tradizionali forme architettoniche vicine allo stile di vita moderno.

Di particolare significato simbolico, ConciliazionKappelle di Berlino è stata ultimata nel 2000, 15 anni dopo la demolizione da parte del regime comunista di una precedente Chiesa della Conciliazione. La scelta dei materiali fu affidata a M. Rauch, che propose l'uso delle macerie dell'antica chiesa nell'impasto di terra con cui si sarebbe edificata la Cappella.

### 2.4.3 Proprietà meccaniche del materiale terra cruda

Le proprietà meccaniche della terra cruda, come già detto, dipendono in gran parte dal tipo di legame che intercorre tra le particelle: legami da reazione chimica sono più forti dei legami elettrostatici tra fillosilicati di argilla.

Doat e altri (1991) sottolineano una relazione importante che intercorre tra la densità del materiale e la resistenza a compressione, per cui azioni di compattazione, addensando la matrice, tendono a migliorare e prestazioni meccaniche dei manufatti (Figura 2.109(a)). Una maggior densità si può ottenere anche attraverso l'ottimizzazione della curva granulometrica della miscela (Figura 2.109(b)).

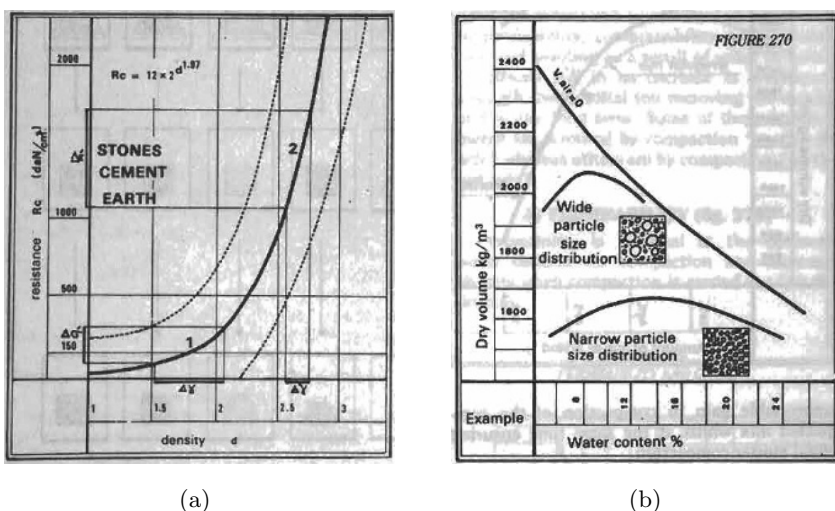


Figura 2.109: Influenza della densità (a) e della distribuzione granulometrica (b) del mix sulla resistenza del materiale terra cruda, Doat e altri (1991).

Il contenuto d'acqua dell'impasto, andando a determinare oltre che il ritiro anche la porosità finale della matrice, è un aspetto critico per la realizzazione di elementi in terra cruda.

### 2.4.3.1 Proprietà meccaniche della terra cruda naturale

Per la terra cruda non stabilizzata il ruolo di legante è affidato all'argilla. A differenza di elementi dalla granulometria maggiore, l'argilla ha una superficie specifica molto elevata ed una struttura ionica che porta a forti interazioni con le molecole di acqua.

Doat e altri (1991) suggeriscono un *mix design* con argilla (15–18%), limo (10–28%) e sabbia (55–75%). L'eccesso di argilla, secondo gli autori, porta a fessurazione da ritiro, l'eccesso di sabbia porta ad un materiale incoerente,

l'eccesso di materia organica causa invece ad un amento della porosità nel tempo.

Briccoli Bati (2004) indica in 7,1 MPa la resistenza di picco a compressione di campioni in terra cruda estratti da strutture reali ed appositamente confezionati, con modulo elastico di 1000 MPa.

Fontaine (2004) ha condotto una sperimentazione su sabbia (granulometria da 0,04 mm a 5 mm) legata con argilla (caolinite, superficie specifica circa  $13 \text{ m}^2/\text{g}$ ). Le prove sono state condotte su provini cilindrici ( $h > b$ ) attraverso un sistema anti-attrito che ha permesso di ottenere un comportamento vicino a quello monoassiale (rottura per formazione di fessura diagonale). Il materiale è apparso non lineare già per carichi limitati; fino al picco di resistenza non è stata notata fessurazione macroscopica, che si è manifestata poi in maniera graduale, dando vita ad un comportamento definibile quasi-fragile (Figura 2.110(a)). La resistenza è molto inferiore ai materiali standard per la costruzione, e non risulta essere legata linearmente al tenore di argilla (Figura 2.110(b)).

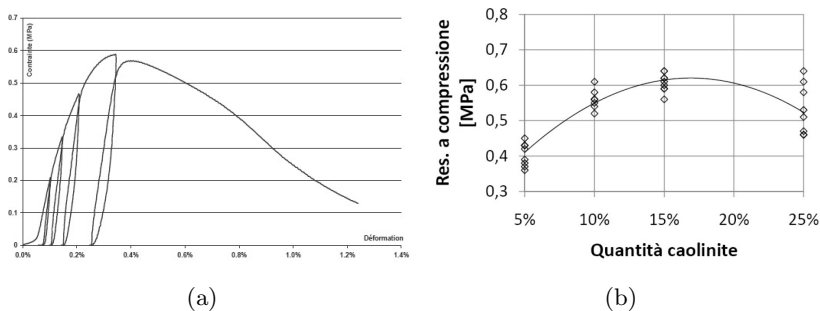


Figura 2.110: Comportamento a compressione monoassiale di terra cruda non stabilizzata (a) ed influenza quantità di argilla (b), Fontaine (2004).

La resistenza a compressione di terra cruda non stabilizzata diminuisce passando dalla singola unità al complesso della struttura. Bei e Papayianni (2003) hanno analizzato il comportamento di assemblaggi di mattoni<sup>74</sup> realizzati con terra (22 % d'argilla, 35,5 % di limo, 41,8 % di sabbia) e sabbia in frazioni differenti. Figura 2.111 mostra come la resistenza diminuisca all'aumentare del numero di corsi di mattoni; tale aspetto è parzialmente legato a fattori geometrici, per cui aumentando l'altezza del campione si risente meno

<sup>74</sup>Prodotti con pressione di formatura di 5 MPa.

dell'effetto di confinamento<sup>75</sup>. Il collasso nei muretti è di tipo fragile, con deformazioni assiali maggiori di 0,7% e trasversali circa pari a 0,19%.

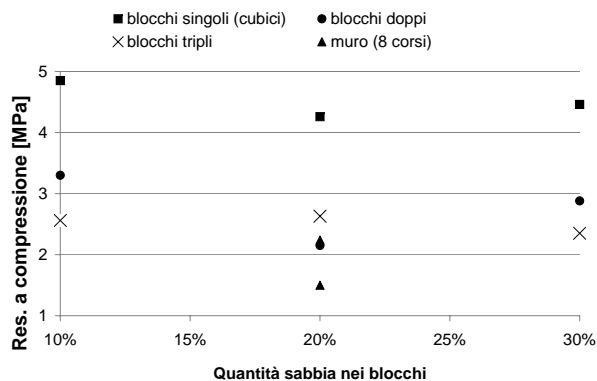


Figura 2.111: Resistenza a compressione di elementi murari in terra cruda di varie dimensioni, Bei e Papayianni (2003).

#### 2.4.3.2 Proprietà meccaniche della terra cruda stabilizzata

Doat e altri (1991) suggeriscono resistenze a compressione (cubiche, su provini cilindrici) di 5 – 10 MPa per stabilizzazione con cemento, 3 – 8 MPa con calce, 1,5 – 6 MPa con bitume, 2 – 4 MPa con stabilizzanti chimici generici, 15 – 40 MPa con stabilizzanti chimici specifici.

Gli stessi autori suggeriscono le seguenti addizioni di stabilizzante per incrementare le prestazioni meccaniche e fisiche:

- 4 – 10% di calce viva o spenta, per suoli principalmente argillosi, incrementa la resistenza di 4 – 5 volte;
- 4 – 10% di calce idraulica o cemento, per terreni sabbiosi;
- 1 – 2% di solfati lignei (soffrono l'esposizione all'acqua), prodotti di scarto della produzione della carta;
- silicati di sodio + reagenti per conferire coesione;

<sup>75</sup>Per unità singole la resistenza depurata della componente geometrica di confinamento è circa inferiore del 30% rispetto a quella riportata in Figura 2.111, per triplo corso di mattoni la riduzione è circa del 20%.

- bitume, che agisce da legante per suoli sabbiosi e da impermeabilizzante per suoli argillosi;
- resine, ma costose e spesso da utilizzare in dosaggi simili a quelli del cemento.

Nel contesto italiano, Mattone (2001) ha condotto indagini sperimentali per la determinazione della resistenza a compressione di blocchi in argilla (*adobe*) stabilizzati con cemento<sup>76</sup>, che hanno indicato una crescita lineare del valore di picco all'aumentare del tenore di cemento, per percentuali comprese tra il 4% ed il 10% (Figura 2.112).

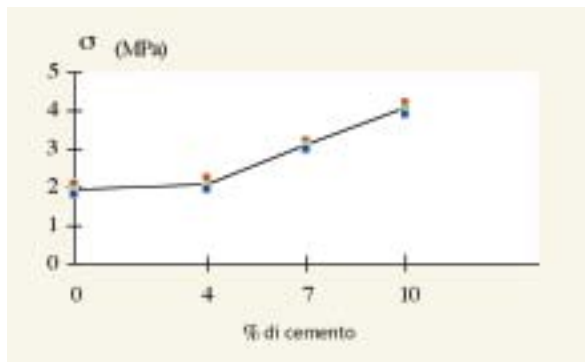


Figura 2.112: Resistenza di blocchi in terra cruda stabilizzata con cemento, Mattone (2001).

Millogo e altri (2008) hanno mostrato come l'aggiunta di calce fino a quantitativi pari al 10% in peso migliori le proprietà di terra cruda (l'argilla era caolinite). L'incremento di resistenza è dovuto alla formazione di silicato di calcio idrato (scarsamente cristallizzato), originato dalla reazione di calce e piccole particelle di quarzo, che conferisce una microstruttura omogenea (Figura 2.113(c)) e di conseguenza incrementa la resistenza del composto; la reazione di calce e  $CO_2$  atmosferica a dare calcite e portlandite, che ha luogo con concentrazioni maggiori di calce, tende invece a far perdere resistenza a causa della microstruttura eterogenea che si origina (Figura 2.113(f)).

<sup>76</sup>La percentuale di cemento da aggiungere per ottenere stabilizzazione meccanica ed agli agenti atmosferici dipende molto dal tipo di argilla, la quale può inibire l'idratazione del cemento.

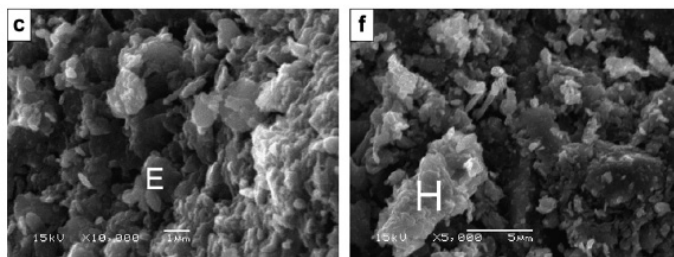


Figura 2.113: Micrografia di adobe stabilizzati con il 6% (c) ed il 12% di calce (f), Millogo e altri (2008).

Una tematica che si può presentare nella scelta degli stabilizzanti della terra cruda riguarda additivi potenzialmente nocivi per l'uomo. L'interrogativo è se sia meglio utilizzare queste scorie in campo costruttivo (in quantitativo limitato) o depositarle in discarica. Alcune delle sperimentazioni condotte con materiali "pericolosi" sono di seguito elencate:

- fosfogesso: materiale debolmente radioattivo derivato dalla produzione di acido fosforico per via umida. Le prestazioni sono molto simili a quelle del gesso normale, con riduzione del ritiro ed incremento della resistenza di circa 4 volte rispetto alla miscela non stabilizzata (25% di additivo, resistenza cubica 4,34 MPa), nonché aumento del tempo richiesto per avere *softening* in immersione (Degirmenci (2008));
- scorie d'alto forno: additate con calce idrata danno una reazione pozzolanica che migliora resistenza meccanica ed all'acqua, oltre a risolvere il problema non secondario dello smaltimento dei rifiuti. Le resistenze raggiunte si collocano a seconda dei vari mix prescelti, tra 2,8 MPa e 4,4 MPa.

Pui Ling (2005) ha studiato il quantitativo ideale di calce idrata, particolarmente indicata per suoli argillosi. Nelle analisi in questione, su provini cilindrici, in presenza prevalente di granulometria fine ( $\approx 15\%$  limo e  $\approx 60\%$  caolinite), è risultato un quantitativo ideale di calce attorno al 2,4% della massa del terreno<sup>77</sup>, in grado di portare la resistenza a compressione da 0,13 MPa a 0,73 MPa dopo 28 giorni di maturazione.

<sup>77</sup>Il 2,4% è la concentrazione massima testata. Per percentuali minori non è possibile chimicamente avere stabilizzazione.



### 2.4.3.3 Proprietà meccaniche della terra cruda con rinforzo fibroso

L'aggiunta di rinforzi fibrosi alla terra cruda può essere interpretata sia nell'ottica di ricerca di migliori prestazioni meccaniche che termoisolanti. Inoltre è interessante notare come la presenza di fibre, in grado di creare una rete di canalicoli all'interno dei manufatti, favorisca un deflusso regolare del vapore d'acqua verso l'esterno in fase di essiccazione. Studi sull'argomento sono stati svolti negli ultimi anni in varie parti del mondo.

Doat e altri (1991) indicano la resistenza a compressione per terra cruda stabilizzata con fibre su valori di 0,5 – 2 MPa.

Demir (2008) ha proposto l'utilizzo di vari materiali organici di scarto<sup>78</sup> per la produzione di mattoni in terra cruda e cotta, entrambi ammessi dalla normativa locale; tale pratica riduce il problema del trattamento dei rifiuti organici, che in genere vengono bruciati (producendo  $CO_2$ ) o depositati in discarica.

Tabella 2.7: Resistenza a compressione di mattoni in terra cruda additivati con fibre di scarto organiche, Demir (2008).

Tipo rinforzo	$f_c$ [MPa]			
	Rinforzo (in peso) [%]			
	0%	2,5%	5%	10%
Solo argilla	2,6	-	-	-
Segatura	-	3,35	4,40	5,10
Residui di tabacco	-	3,10	4,15	4,75
Erba	-	3,40	4,25	5,15

La resistenza minima per i codici turchi per terra cruda è par a 1 MPa  
Il diametro delle fibre è di 25-50  $\mu\text{m}$

A livello di tecnologia di produzione, l'aggiunta di fibre implica un maggior quantitativo di acqua nell'impasto per garantire il corretto funzionamento degli

<sup>78</sup>Contesto turco.

estrusori. Il maggior contenuto di acqua viene comunque ammortizzato almeno parzialmente dall'azione di *bridging* in fase di ritiro esplicita dalle fibre stesse. L'aggiunta di quantitativi maggiori del 10 % in peso di fibre sembra non essere più vantaggiosa, mentre fino a tale soglia si nota un incremento di resistenza notevole (Tabella 2.7).

Yetgin *e altri* (2008) hanno messo in evidenza come un rinforzo fibroso in paglia di granturco (fibre di  $50 \times 3$  mm,  $l \times \Phi$ ) possa anche dimezzare la resistenza a compressione di blocchi cubici di *adobe* se utilizzato in grandi quantità, sebbene dimezzi anche il ritiro. Gli autori consigliano l'uso del 13 – 17 % in peso di argilla per la realizzazione di *adobe*, ed un contenuto in fibre non superiore a 0,5 % in peso.

Ghavami *e altri* (1999) hanno notato come un rinforzo fibroso (fibre di 50 mm di cocco,  $f_{t,f} = 200$  MPa,  $E_f = 3$  GPa e agave sisalana  $f_{t,f} = 580$  MPa,  $E_f = 18$  GPa) sia in grado di aumentare notevolmente la duttilità di elementi in terra cruda (Figura 2.114). Lo sfilamento delle fibre dalla matrice avviene solamente una volta raggiunto il carico di picco. La scelta di un tipo di fibre dalle capacità meccaniche elevate incide quindi positivamente sulla duttilità del materiale testato.

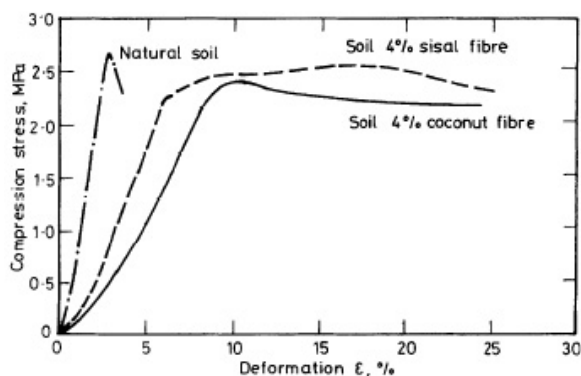


Figura 2.114: Aumento della duttilità in blocchi rinforzati con fibre di cocco e sisal, Ghavami *e altri* (1999).

#### 2.4.3.4 Proprietà meccaniche della terra cruda stabilizzata e con rinforzo fibroso

Binici *e altri* (2005) hanno condotto una sperimentazione sulla resistenza a

compressione per cubi di lato 150 mm<sup>79</sup> di un composto con matrice di argilla ( $\approx 62,5\%$  in peso escludendo acqua e fibre), cemento ( $\approx 12,5\%$ ), pomice basaltica ( $\approx 19\%$ ), calce ( $\approx 2,5\%$ ) e gesso ( $\approx 3,8\%$ ) e rinforzo fibroso in materiale vario. Il rinforzo fibroso è stato disposto nei provini in due *layer* ad 1/3 e 2/3 dell'altezza del provino. I risultati sono riportati in Tabella 2.8.

Tabella 2.8: Resistenza a compressione di mattoni in terra cruda stabilizzata, additivati con fibre di scarto organiche, Binici e altri (2005).

Tipo rinforzo	Resistenza a compressione [MPa]			
	Quantità [kg]	Invecchiamento [gg]		
		7	28	96
Sol. riferimento	-	-	-	2
Plastica	0,1	2,4	5,1	6,5
Paglia	2	1,7	4,2	5,3
Polistirene	0,5	1,9	2,4	4,2
Soluzione di riferimento: argilla+paglia				
Quantità riferite a 80 kg di impasto secco				

Binici e altri (2007) hanno valutato la resistenza a compressione di mix a base di argilla (principalmente illite e caolinite) stabilizzata (10% di stabilizzante) rispettivamente con gesso, cemento e pomice basaltica, e rinforzata con fibre in plastica, paglia, e polistirene tessuto. Il rinforzo fibroso più prestante si è dimostrato quello in plastica, mentre il legante migliore si è dimostrato il cemento, garantendo una resistenza a compressione almeno doppia rispetto alla matrice in argilla e paglia non stabilizzata<sup>80</sup>.

<sup>79</sup>In accordo con la normativa turca in materia.

<sup>80</sup>A 60 gg di invecchiamento la resistenza è risultata compresa tra 3,6 e 6,7 MPa, contro 1,8 MPa della terra non stabilizzata.

### 2.4.4 Proprietà meccaniche di assemblaggi in terra cruda

Tra gli scarsi dati reperibili sul comportamento di assemblaggi o elementi strutturali in terra cruda figura uno studio di Varum *e altri* (2007)<sup>81</sup>.

Prove di compressione su cilindri (83) di altezza doppia rispetto al diametro, estratti da 8 diverse case ed 8 muri divisorii di proprietà, hanno indicato un *range* di resistenze compreso tra 0,32 MPa e 2,46 MPa. La resistenza a trazione in test di *splitting* si è attestata sul 20% della resistenza a compressione. Campioni di malta prelevati da 3 differenti case, testati a compressione, hanno mostrato resistenze in condizione non confinata di 1,68 MPa, 1,07 MPa e 0,45 MPa rispettivamente.

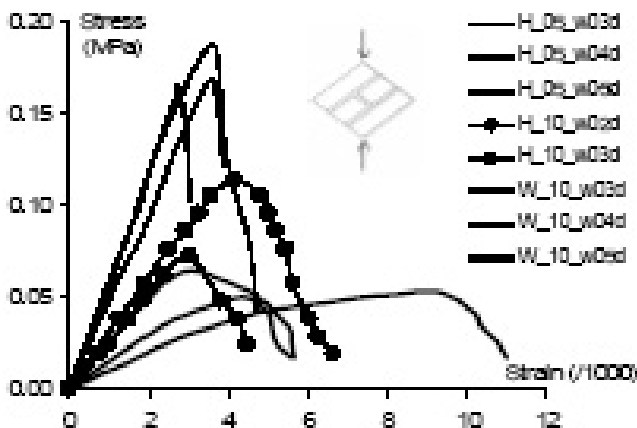


Figura 2.115: Curva sforzo-deformazione di porzioni di muratura in adobe in prova a compressione diagonale, Varum *e altri* (2007).

Gli autori hanno successivamente testato campioni di muratura (13)<sup>82</sup> in scala ridotta (1:3) di dimensioni  $17 \times 17 \times 10$  cm, a compressione diagonale (prova a taglio) e perpendicolare ai letti di malta. La resistenza a compressione si è attestata su valori compresi tra 0,77 MPa e 1,57 MPa, quella a taglio su valori compresi tra 0,05 MPa e 0,19 MPa (Figura 2.115). La sperimentazione evidenzia che *adobe* meno resistenti danno origine a murature meno resistenti;

<sup>81</sup>Lo studio si colloca nel campo della riabilitazione strutturale dell'esistente. Nella città di Aveiro, in Portogallo, il 25% degli edifici è in *adobe*; la percentuale sale al 40% considerando l'intero distretto, sottolineando la diffusione in zone rurali del materiale.

<sup>82</sup>I mattoni sono stati ottenuti da mattoni reali, la malta ha caratteristiche simili a quelle della malta originaria.

il modulo elastico trasversale e la resistenza a taglio sono circa pari ad 1/10 del corrispondente modulo elastico e resistenza a compressione misurati in prove di compressione perpendicolare ai giunti di malta.

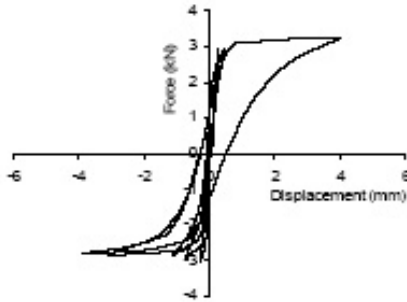


Figura 2.116: Curva forza-spostamento laterale per porzione di muratura dimensioni  $\approx 1 \times 1$  m, Varum e altri (2007).

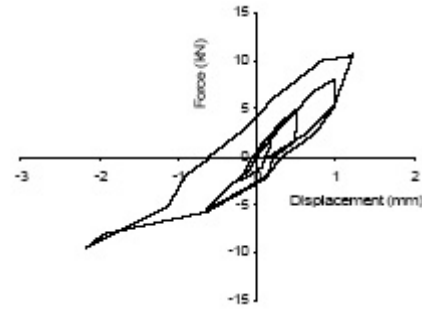


Figura 2.117: Curva forza-spostamento laterale per porzione di muratura dimensioni  $\approx 2 \times 3,7$  m, Varum e altri (2007).

Inoltre, è stata testata sotto carico laterale nel piano una porzione di muratura di dimensioni  $108 \times 102 \times 18,5$  cm. Le unità sono caratterizzate da modulo elastico 143 MPa e resistenza a compressione 0,85 MPa, la malta da modulo elastico 113 MPa e resistenza a compressione 1,42 MPa. Sotto un carico verticale di 2,86 kN, è stato raggiunto un carico laterale di picco di 3,2 kN in prova ciclica (Figura 2.116), con collasso causato dalla formazione di una fessura orizzontale alla base del provino (tipico di questo genere di muratura in caso di confinamento basso). In seguito alla formazione della fessura, il comportamento è quello di rotazione di corpo rigido (*rocking*).

Il comportamento del provino può essere confrontato con quello di una muratura in *adobe* molto deteriorata, testata *in situ*, di dimensioni  $203 \times 373 \times 22,5$  cm, senza precompressione. In questo caso, la resistenza di picco si è attestata su valori di  $\approx 10,3$  kN (Figura 2.117), senza aver spinto a rottura la parete per consentire una successiva prova ciclica fuori piano senza inversione della direzione di carico. Tale ultima prova, con schema statico a mensola, ha indicato una resistenza di 0,69 kN ottenuta per spostamento pari a 16 mm.

### 2.4.5 Comportamento sismico costruzioni in terra cruda

Le strutture portanti in terra cruda in zona sismica mostrano un comportamento del tutto simile alle strutture in muratura tradizionale, con il rischio di ribaltamento fuori piano come problematica principale.

In seguito ad un terremoto che ha colpito l'area del Perù centrale nel 2007<sup>83</sup>, Blondet e altri (2008) hanno messo in evidenza come gran parte delle circa 90 000 abitazioni crollate o inutilizzabili fossero in *adobe* (la percentuale di edifici in terra cruda era variabile tra il 69 % e il 39 % del totale). I motivi di queste prestazioni scadenti sono stati individuati nella snellezza delle murature e nella mancanza di dettagli sismici, con fessure verticali agli angoli, fessure ad *X* in piano; il ribaltamento fuori piano causato dalle fessurazioni di cui in precedenza ha spesso portato al crollo del tetto.

Langenbach (2005b), osservando il forte danneggiamento del complesso in terra cruda di Bam (Iran) negli eventi del 2003, addita tra le cause del cattivo comportamento la perdita di coesione del nucleo interno delle pareti, causata da molteplici fattori: dalla scarsa compatibilità dei materiali utilizzati per il restauro con quelli preesistenti, ai danni dovuti alle termiti ed alla siccità, al deperimento e consumo di legno e fibre di rinforzo. Tali problematiche “strutturali” sono state amplificate dalle caratteristiche del sisma, con vibrazioni verticali ad alta frequenza ed accelerazioni verticali quasi pari ad 1 g.

Proprio l'interazione tra preesistente ed intervento di restauro è uno dei punti critici per gli edifici in terra cruda. Nel caso del sisma dell'11 aprile 2003 nel territorio piemontese, Robboni<sup>84</sup> nota come gli interventi di restauro abbiano in qualche modo compromesso la struttura unitaria degli edifici originali in terra battuta. Sebbene spesso in stato di degrado avanzato, costruzioni non ammodernate non hanno mostrato alcun segno di danneggiamento sismico nello specifico.

Un aspetto importante in merito alle prestazioni anche sismiche di edifici in *adobe*, indicato da Tolles e altri (2002) (in Langenbach (2005b)), è il seguente:

[...] spesso si crede che una struttura muraria non rinforzata (quale quella in *adobe* o mattoni) sia sicura soltanto quando è completa-

---

<sup>83</sup>  $M_w = 8,0$ , durata del terremoto 3,5 min.

<sup>84</sup> Il sisma e le case di terra battuta della Frasceta, materiale gentilmente fornito in forma privata.

mente intatta, cioè se non presenta grosse crepature. L'analisi usuale suppone che, una volta che si sono sviluppate le lesioni, i materiali hanno perso la resistenza e la continuità - e quindi la costruzione è pericolosa. Tuttavia, un organismo a spesse pareti in mattoni crudi non è instabile neanche dopo che le crepe si siano sviluppate completamente e mantiene ancora le sue considerevoli caratteristiche di stabilità anche in questo stato [...].

## Caratterizzazione materiale ed assemblaggi in terra cruda

Parlerò dei mattoni, con quale terra convenga che essi siano formati. Poichè non debbono essere formati di argilla sabbiosa nè ghiaiosa nè da sabbia, poichè se sono formati da questi tre tipi di terra, in primo luogo diventano pesanti, poi, quando nei muri sono bagnati dalle piogge, si rovinano e si sciolgono e le paglie in questi non aderiscono, a causa della non purezza dell'argilla. Invece devono essere preparati con terra chiara cretosa ovvero con terra rossa o ancora sabbia grezza. Poichè questi tipi di terra per la leggerezza garantiscono solidità, non sono pesanti nella struttura e sono messi a muro facilmente [...].

---

Marco Vitruvio Pollione

In Italia non esiste ad oggi una normativa che regoli le procedure di caratterizzazione meccanica della terra cruda, sia dal punto di vista del materiale



che da quello degli elementi strutturali. Questa mancanza di un metodo di misura comune porta ad una grande dispersione di risultati, che rende difficile la comparazione tra dati di origine differente. Anche ampliando la prospettiva a paesi stranieri, il protocollo di caratterizzazione è piuttosto vario.

Inoltre, i dati reperibili in letteratura sul materiale terra cruda sono in genere limitati agli stati di sollecitazione tipici delle costruzioni in muratura (compressione, in rari casi trazione o compressione diagonale).

Nel seguito verranno presentate una serie di prove di caratterizzazione meccanica di materiale e piccoli assemblaggi di muratura realizzati con materiali commerciali. La fase di studio è propedeutica alla definizione di un rapporto tra comportamenti locali e globali, al progetto delle prove su tamponamenti in scala reale (Capitolo 4), nonché alla calibrazione delle grandezze da utilizzare nella modellazione numerica di elementi strutturali di dimensioni maggiori (Capitolo 5).

### 3.1 Prove di compressione e trazione sui materiali

I dati che seguono si riferiscono a test su campioni di malta e provini estratti da mattoni mediante intaglio. In assenza di una normativa specifica di riferimento per la terra cruda, si è utilizzata la normativa UNI EN 1015-11 “*Metodi di prova per malte per opere murarie - Parte 11: Determinazione delle resistenze a flessione e a compressione della malta indurita*”.

I provini di malta sono stati confezionati in apposite casseforme e lasciati maturare per un periodo sufficiente a garantire l’essiccazione degli stessi, in condizioni che verranno indicate in seguito.

La geometria dei provini di malta, da normativa sopra citata, è parallelepeda, con dimensioni pari a  $40 \times 40 \times 160$  mm. I residui dei provini testati a flessione in un *3-point bending test* (Figura 3.1) vengono testati a compressione (Figura 3.2), andando a configurare una condizione di carico monoassiale con confinamento trasversale attritivo.

Per i mattoni si sono messe in atto le medesime modalità di prova indicate nella normativa di cui sopra; i campioni, ricavati da mattoni (quindi regolari geometricamente nella misura della precisione dell’intaglio), hanno dimensioni simili a quelle prescritte per i provini di malta; le resistenze ottenute sono comunque riferite alle dimensioni reali dei provini.

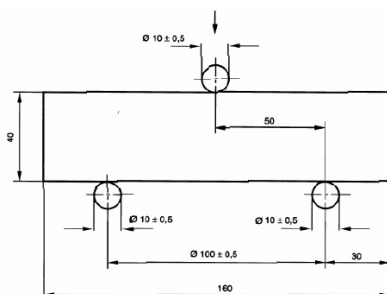


Figura 3.1: 3-point bending test per provino di malta, UNI EN 1015-11.

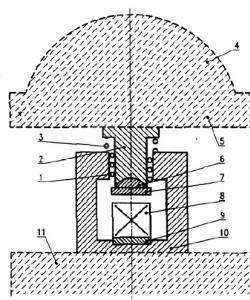


Figura 3.2: Comprimatore per la prova di resistenza a compressione, UNI EN 196-1.

La resistenza a trazione in prova di flessione viene calcolata secondo la relazione (elastica):

$$R_f = \frac{M_{max}}{W} = \frac{1,5 \cdot F_f \cdot l}{b \cdot h^2}, \quad (3.1)$$

dove  $R_f$  [MPa] è la resistenza a trazione,  $F_f$  [N] il carico a rottura della prova di flessione su 3 punti,  $b$  [mm] ed  $h$  [mm] sono le dimensioni della sezione del provino (quadrato per la malta, spesso rettangolare per i mattoni).

La resistenza a compressione viene calcolata secondo la relazione:

$$R_c = \frac{F_c}{b \cdot h}, \quad (3.2)$$

dove  $R_c$  [MPa] è la resistenza a trazione,  $F_c$  [N] il carico a rottura della prova di compressione,  $b$  [mm] ed  $h$  [mm] le dimensioni della sezione del provino.

Per la determinazione del modulo elastico a compressione dei provini di malta e di mattoni, si è semplicemente valutata la tangente nel ramo visibilmente lineare della prova monotona di carico (le prove normate richiedono una serie di cicli di assestamento). Il dato viene estratto direttamente dalle prove di compressione.

### 3.1.1 Malte di terra cruda

La sperimentazione è stata condotta su malte commerciali di terra cruda non stabilizzata, per cui l'azione legante è svolta solamente dall'attrazione elettrostatica tra i fillosilicati costituenti l'argilla. Alcune delle malte testate sono

rinforzate con fibre vegetali, in grado di conferire un leggero grado di tenacità post-fessurativa al materiale.

In totale sono state testate 6 tipologie di malta, dalle seguenti caratteristiche di base<sup>1</sup>:

**CLG:** terra cruda per costruzioni, con sabbia lavata a granulometria mista fino a 2 mm, rinforzata con paglia d'orzo di lunghezza fino a 30 mm;

**CLF:** terra cruda per costruzioni, con sabbia lavata a granulometria mista fino a 0,8 mm, rinforzata con fibre vegetali finissime di lunghezza fino a 1,0 mm;

**CNLL:** terra cruda per costruzioni, con sabbia lavata a granulometria mista fino a 4 mm, rinforzata con fibre di paglia d'orzo di lunghezza fino a 30 mm;

**GS:** malta di allettamento in argilla e sabbia;

**CNLS:** terra cruda per costruzioni, con sabbia lavata a granulometria mista fino a 2 mm, rinforzata con fibre di paglia di lunghezza fino a 12 mm;

**BR:** terra cruda a base di argilla, sabbia e fibra vegetale.

Le prime quattro tipologie sono state lasciate maturare in condizioni controllate, in accordo con la normativa UNI EN 1015-11. Poichè la scelta dei materiali per la realizzazione dei prototipi di tamponamento in scala reale è risultata ristretta alle ultime due tipologie di malta, queste sono state essiccate in condizioni ambientali non controllate, al fine di caratterizzare il comportamento "reale", piuttosto che quello "da normativa".

### 3.1.1.1 Prove di flessione

Una prima fase è stata dedicata alla valutazione dell'influenza del contenuto d'acqua sulla resistenza a trazione del materiale (Figura 3.3). A tale scopo, sono state preparate 4 miscele di malta CNLL, con contenuti in peso di acqua pari rispettivamente a 17 %, 19 %, 20 % e 26 % del peso di malta.

I risultati mostrano come contenuti d'acqua attorno al 17 % del peso della malta a secco possano essere adeguati (Figura 3.4).

---

<sup>1</sup>Dati forniti dai produttori.



Figura 3.3: Provino di malta in prova a flessione su 3 punti.

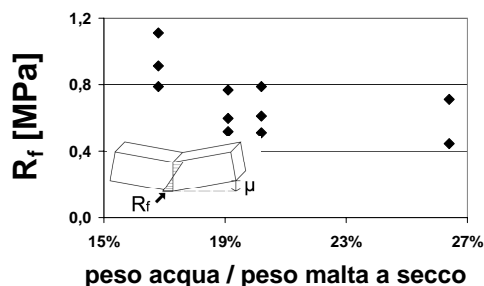


Figura 3.4: Effetto del contenuto d'acqua della malta CNLL sulla resistenza a trazione in prova di flessione.

Le malte hanno mostrato una resistenza a trazione limitata (Tabella 3.1), comunque in linea con i valori di resistenza proposti in letteratura per la terra cruda (circa 0,8 MPa; Minke (2006)).

La resistenza a trazione in prova di flessione, nella letteratura specifica concernente la terra cruda, è stimata essere circa 2,5 – 3 volte il valore di resistenza misurata in prova di trazione diretta.

Tabella 3.1: Resistenza a trazione in prova a flessione per malte commerciali di terra cruda.

Malta	acqua [%]	$R_{f,media}$ [MPa]	dev.st. [MPa]	provini [n]
CLG	21	1,07	0,12	6
CLF	21	1,08	0,22	6
CNLL	20(3) + 19 (3)	0,63	0,12	6
GS	21	1,66	0,39	6
CNLS	14	0,97	0,30	4
BR	-	0,56	0,12	4

La presenza di un rinforzo fibroso, verosimilmente disposto per ragioni termoacustiche piuttosto che meccanico-strutturali<sup>2</sup>, sembra non essere in as-

<sup>2</sup>La scarsa rigidezza e resistenza della matrice unite alla liscezza laterale delle fibre im-

soluto una garanzia di tenacità post-picco. L'unico caso in cui si può assumere una resistenza residua sembra essere quello delle malte CNL (-L ed -S), di fatto le più deboli del lotto da un punto di vista meccanico (Figura 3.5).

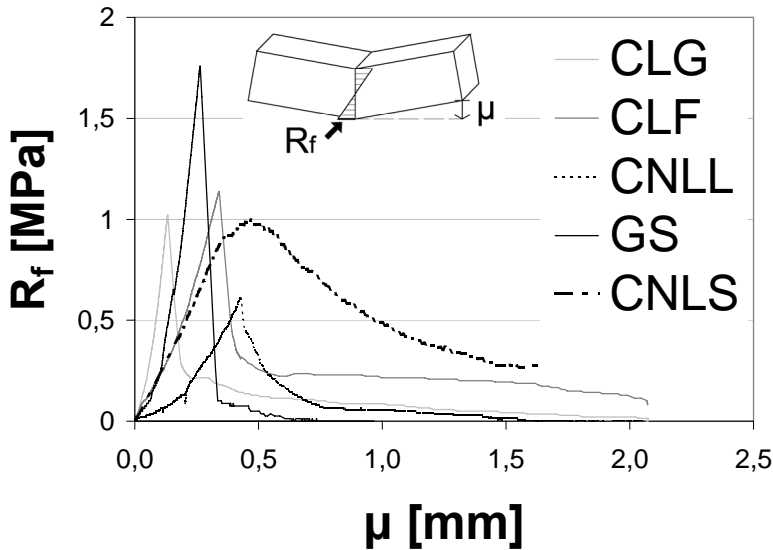


Figura 3.5: Comportamento rappresentativo post-picco di malte di terra in prova di flessione su 3 punti (contenuto d'acqua impasto in Tabella 3.1).

La dispersione di risultati è probabilmente dovuta alla porosità non uniforme della matrice, che determina debolezze locali e conseguente variabilità del carico di picco.

### 3.1.1.2 Prove di compressione

Tipicamente, la resistenza a compressione di malte di terra è strettamente correlata alla densità del materiale, e di conseguenza al contenuto d'acqua dell'impasto originario (Figura 3.6). Per la malta CNLL è stato condotto un semplice studio sull'influenza dei tempi di maturazione e del contenuto d'acqua sulla resistenza del materiale.

Rispetto alla resistenza a trazione/flessione, la resistenza a compressione sembra essere leggermente meno influenzata dal contenuto d'acqua dell'im-

---

pediscono un ancoraggio adeguato a garantire capacità di trasferimento di sforzi da lembo a lembo della fessura.

pasto, probabilmente a causa della compattazione che ha luogo nel corso della prova, ed è praticamente indipendente dal tempo di maturazione<sup>3</sup> (Figura 3.7).



Figura 3.6: Provino di malta in prova di compressione.

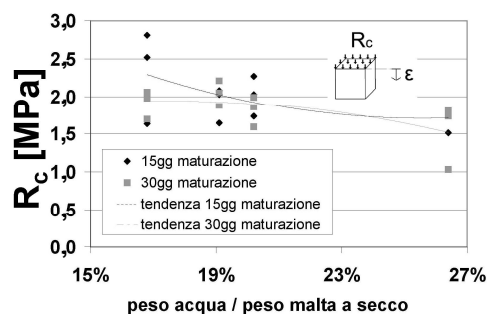


Figura 3.7: Effetto del contenuto d'acqua e del tempo di maturazione della malta sulla resistenza a compressione.

La resistenza e la rigidità a compressione delle malte di terra cruda mostrano come il materiale sia debole e deformabile (Tabella 3.2); i risultati sono in linea con i valori di letteratura. Il modulo elastico è stato valutato come rapporto tra sforzi e deformazioni in fase lineare mediato su un intervallo di sforzi non inferiore a 0,8 MPa.

Tabella 3.2: Resistenza a compressione di malte commerciali di terra cruda (contenuto d'acqua delle miscele in Tabella 3.1).

Malta	$R_{c,media}$ [MPa]	dev.st. [MPa]	$E_{c,media}$ [MPa]	dev.st. [MPa]	provini [n]
CLG	2,50	0,37	153	14	6
CLF	2,49	0,34	126	52	6
CNLL	1,97	0,24	202	55	6
GS	2,65	0,22	322	113	6
CNLS	2,78	0,31	177	44	12
BR	1,32	0,09	163	54	8

<sup>3</sup>Di fatto, i tempi di essiccazione della malta sono inferiori a 15 gg.

Il comportamento post-picco è di carattere quasi-fragile, con dispersione di risultati minore rispetto alla prova di trazione (Figura 3.8).

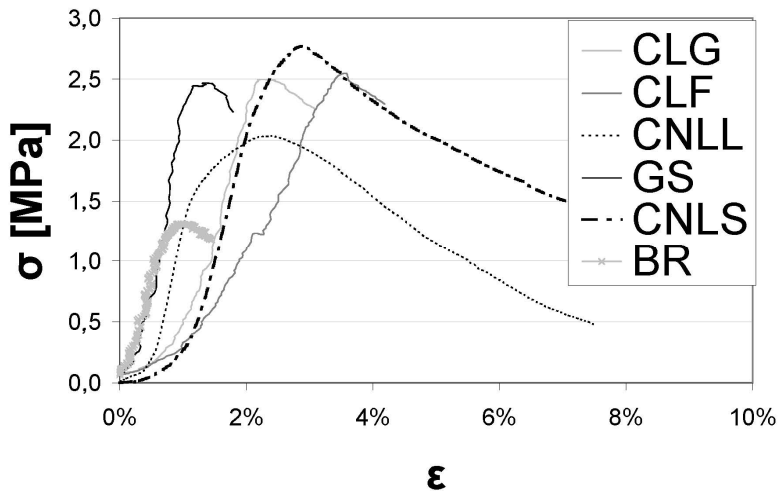


Figura 3.8: Comportamento rappresentativo post-picco di malte di terra in prova di compressione (contenuto d'acqua impasto in Tabella 3.1).

### 3.1.2 Mattoni in terra cruda

Il materiale di cui si tratta nella seguente sezione è la terra cruda non stabilizzata, sotto forma di mattoni (*adobe*); anche in questo caso il ruolo di legante è affidato all'attrazione elettrostatica che si esercita tra fillosilicati di argilla; il materiale base contiene fibre vegetali (migliorano le prestazioni di termoisolanti). La presenza di fibre è inoltre utile per avere superfici scabre, aspetto importante per la sperimentazione di Capitolo 4.

Le prove sono state condotte utilizzando mattoni commerciali di 3 tipologie:

**CLM:** terra cruda per costruzioni, trucioli di legno e paglia sminuzzata, particolarmente indicato per tamponamenti nelle costruzioni *Fachwerk*; massa specifica apparente  $\approx 1200 \text{ kg/m}^3$ , trasmittanza:  $0,47 \text{ W/mK}$ ;

**CNLM:** terra cruda per costruzioni, trucioli di legno e paglia sminuzzata, massa specifica apparente  $\approx 1200 \text{ kg/m}^3$ ;

**BR:** prodotto a base di argilla, sabbia e fibra vegetale, nelle seguenti tipologie:

- L:** massa specifica apparente  $\approx 800 \text{ kg/m}^3$ , trasmittanza  $0,18 \text{ W/mK}$ ;
- F:** massa specifica apparente  $\approx 1200 \text{ kg/m}^3$ , trasmittanza  $0,40 \text{ W/mK}$ ;
- P:** massa specifica apparente  $\approx 1450 \text{ kg/m}^3$ , trasmittanza  $0,47 \text{ W/mK}$ .

La terza tipologia di mattoni è caratterizzata da identici materiali di base, ma miscelati in quantitativi differenti.

### 3.1.2.1 Prove di flessione

Il comportamento a flessione dei mattoni testati è risultato elasto-fragile, con resistenze mediamente inferiori a quelle delle malte di terra (Tabella 3.3 e Figura 3.9).

Tabella 3.3: Resistenza a trazione in prova a flessione per mattoni commerciali in terra cruda.

Mattoni	$R_{f,media}$ [MPa]	dev.st. [MPa]	provini [ $n$ ]
CLM	0,53	0,11	4
BRL	0,47	0,03	5
BRF	0,78	0,09	5
BRP	0,81	0,13	5
CNLM	0,78	0,18	6

I mattoni denominati *CLM* e *CNLM* hanno mostrato un comportamento almeno parzialmente tenace dopo il picco di resistenza; in particolare, i mattoni *CNLM* sono caratterizzati da un quantitativo notevole di fibre che intersecano la fessura, fattore che può spiegare il buon comportamento post-picco (Figura 3.10).

I mattoni delle serie BR, come anticipato, differiscono tra loro per il contenuto di fibre (crescente nell'ordine P-F-L). L'aumento del contenuto di fibre non sembra portare benefici in termini di tenacità, probabilmente a causa della difficoltà di ancoraggio delle stesse; la diminuzione di resistenza a trazione



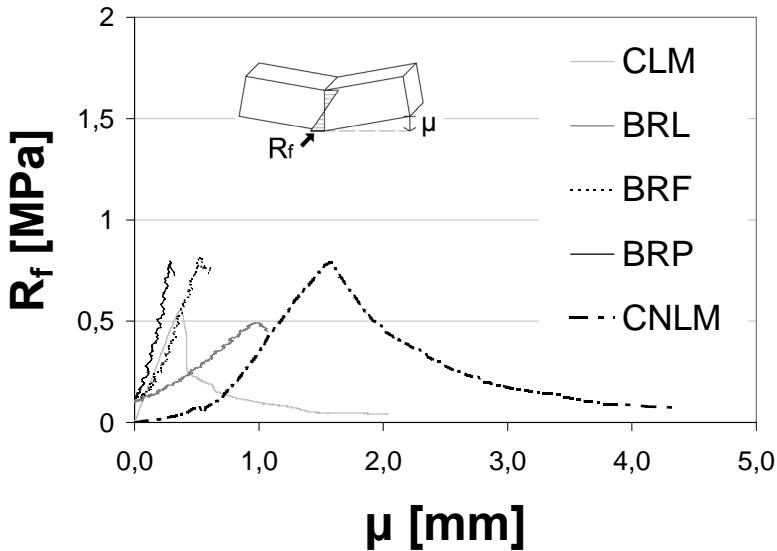


Figura 3.9: Comportamento rappresentativo post-picco di mattoni in terra in prova di flessione su 3 punti.

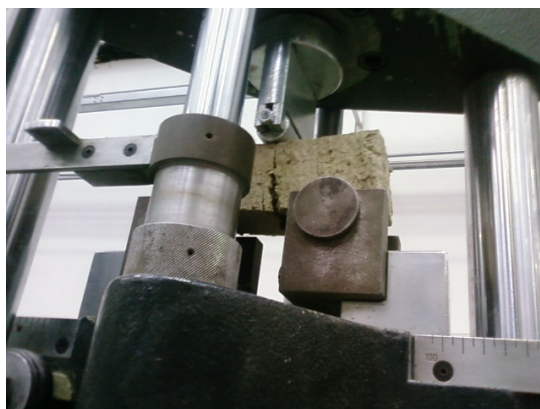
potrebbe essere spiegata con l'indebolimento della matrice causato dalla presenza di “vuoti strutturali” determinati dalle fibre.

### 3.1.2.2 Prove di compressione

Anche nel caso di mattoni in terra cruda, la resistenza a compressione è correlata alla densità del materiale.

Resistenza e rigidezza dei mattoni in terra cruda sono in linea con quelli delle relative malte (Tabella 3.4), ed in accordo con i valori di letteratura specifica.

Il comportamento post-picco è di carattere quasi-fragile o duttile (Figura 3.11), in dipendenza dalle caratteristiche fisico-chimiche del composto. A tal proposito, potrebbe essere di interesse lo studio del comportamento di provini di dimensioni maggiori. Anche per i mattoni, la dispersione di risultati è minore rispetto alle prove a trazione, fatto intrinseco per materiali a matrice debole e non uniforme.



(a)



(b)

Figura 3.10: Prova di flessione di mattone tipologia BR (a) e sezione fessurata per provino di mattone tipologia CNLM (b).

Tabella 3.4: Resistenza a compressione per mattoni commerciali in terra cruda.

Mattoni	$R_{c,media}$ [MPa]	dev.st. [MPa]	$E_{c,media}$ [MPa]	dev.st. [MPa]	provini [n]
CLM	1,16	0,18	31	9	8
BRL	1,09	0,07	61	12	11
BRF	2,65	0,53	233	99	6
BRP	2,98	0,40	230	64	11
CNLM	2,33	0,34	85	9	9

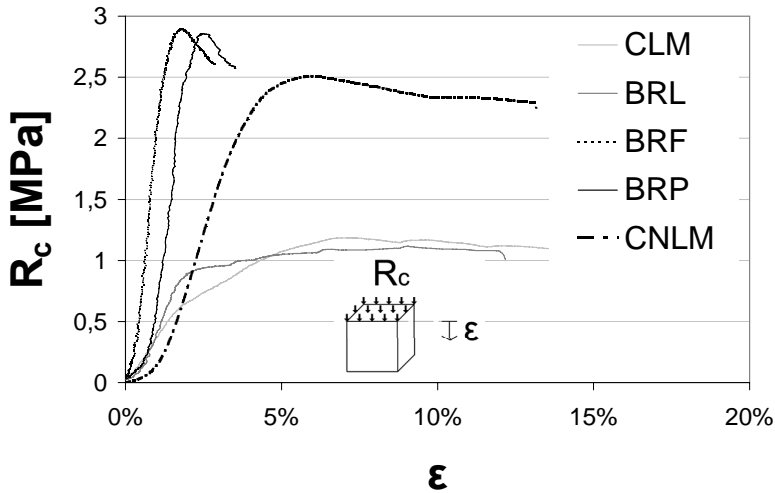


Figura 3.11: Comportamento rappresentativo post-picco di mattoni in terra in prova di compressione.

## 3.2 Prove di compressione su assemblaggi di muratura

Al fine di analizzare il comportamento di tamponamenti in terra cruda, di fatto murature confinate, la conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei singoli materiali componenti non è sufficiente. L'interazione di malta e mattoni, differenti per rigidità e resistenza, è un tema affrontato in letteratura, con disponibilità di modelli analitici più o meno semplici (Sezione 2.3.1.2).

Da un punto di vista numerico, la possibilità di sostituire ad una micromodellazione della muratura un mezzo omogeneo (o meglio omogeneizzato su base sperimentale), con approssimazioni accettabili da un punto di vista ingegneristico, risulta molto vantaggioso sia nella costruzione dei modelli che per quel che concerne l'onere computazionale. Il prezzo da pagare nel processo di omogeneizzazione è quello dell'impossibilità di cogliere fenomeni locali e dovuti all'interazione di materiali diversi; tuttavia, se il materiale "medio" si mantiene a livelli di sforzo adeguatamente bassi, tali approssimazioni sono plausibili.

Nelle sezioni che seguono verranno presentate delle semplici prove di compressione su assemblaggi minimi di muratura. Le grandezze meccaniche inda-

gate sono le seguenti:

- resistenza di picco a compressione in direzione parallela e perpendicolare ai letti di malta;
- modulo elastico e coefficiente di *Poisson* in direzione parallela e perpendicolare ai letti di malta.

I dati sono serviti per valutare quanto fosse realistica l'ipotesi di un materiale omogeneo, sia in termini di rigidezza che di resistenza, e di un dominio limite bidimensionale simmetrico per sollecitazioni di compressione.

Si è inoltre cercato di verificare se i metodi analitici di previsione del carico di rottura, elaborati per murature tradizionali, fossero adeguati anche in questo caso.

### 3.2.1 Geometria provini, strumentazione, modalità di prova

La breve campagna di test ha riguardato:

- 3 muretti realizzati con mattoni CNLM e malta CNLS, compressi perpendicolarmente ai letti di malta;
- 2 muretti realizzati con mattoni CNLM e malta CNLS, compressi parallelamente ai letti di malta.

Le proprietà meccaniche dei materiali utilizzati sono riepilogate in Tabella 3.5.

*Tabella 3.5: Riepilogo proprietà materiali muretti di mattoni CNLM a base rettangolare testati in compressione.*

Materiale	$R_{c,media}$ [MPa]	$E_{c,media}$ [MPa]	$R_{f,media}$ [MPa]
CNLM (mattoni)	2,33	85	0,78
CNLS (malta)	2,78	177	0,97

Lo spessore dei muretti, pari ad 1 testa, è stato scelto per avere indicazioni di proprietà meccaniche direttamente impiegabili nelle simulazioni numeriche

per i tamponamenti, e coincidenti con lo spessore dei prototipi testati in scala reale, evitando di introdurre difficoltà legate a tessiture murarie più complesse.

Gli strumenti di misura disposti sono stati:

- 4 trasduttori di spostamento induttivi (2 per faccia) illustrati anche in Figura 3.12 (su una base di misura di 200 mm o 250 mm vincolata meccanicamente ai mattoni sottostanti);
- 2 trasduttori di spostamento induttivi applicati direttamente alla piastra di carico e vincolati ad un supporto rigido per cogliere gli spostamenti verticali, con base di misura di 315 mm per le prove perpendicolari ai letti di malta,  $\approx 400$  mm per quelle in direzione parallela ai letti di malta;
- cella di carico fondoscala 500 kN.

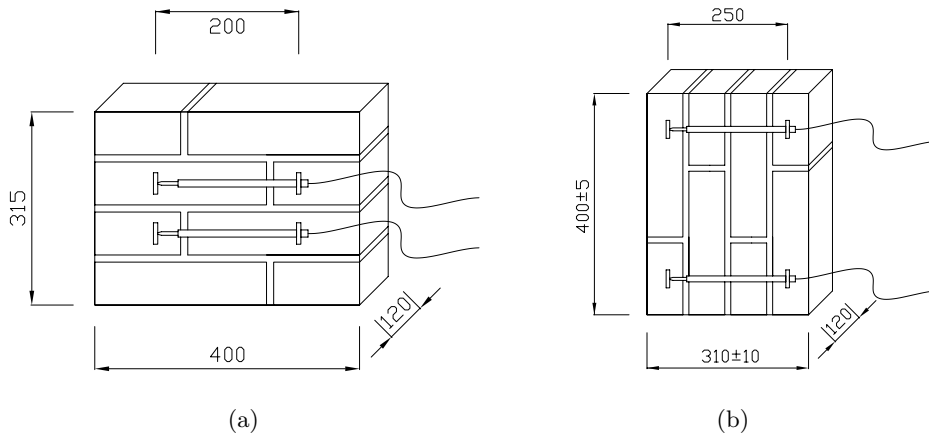


Figura 3.12: Geometria muretti mattoni CNLM testati a compressione: in direzione perpendicolare ai letti di malta (a) ed in direzione parallela ai letti di malta (b).

La prove sono state condotte in controllo di forza. Il carico è applicato tramite uno snodo meccanico in grado di garantire almeno parziali capacità rotazionali, e diffuso sul provino tramite piastra d'acciaio di spessore 10 mm.

Per la prova in direzione parallela ai letti di malta è stato applicato un blando contenimento laterale sulle facce di area minore al fine di impedire modalità di rottura per scollamento dei mattoni all'interfaccia con la malta, con prematuro collasso a blocchi rigidi. Tale modalità di rottura, dovuta nello specifico più ad irregolarità geometriche dei provini e dei mattoni che a

dilatazione trasversale, è infatti poco rappresentativa del comportamento di una muratura confinata.

La validità delle modellazioni analitiche di cui in 2.3.1.2 è stata inoltre validata anche per il caso di un assemblaggio di mattoni CLM e malta GS (proprietà riepilogate in Tabella 3.6). In questo caso, la geometria del provino è su base quadrata dalle dimensioni di Figura 3.13.

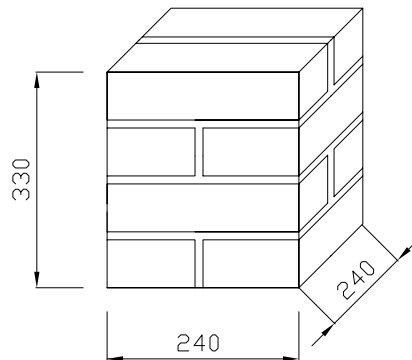


Figura 3.13: Geometria muretto mattoni CLM testato a compressione.

Tabella 3.6: Riepilogo proprietà materiali muretto di mattoni CLM a base quadrata testato a compressione.

Materiale	$R_{c,media}$ [MPa]	$E_c$ [MPa]	$R_{f,media}$ [MPa]
CLM (mattoni)	1,11	$\approx 25$	0,52
GS (malta)	2,65	$\approx 320$	1,66

### 3.2.2 Compressione perpendicolare ai letti di malta; mattoni CNLM

Le prove di compressione perpendicolare ai letti di malta hanno indicato, nella consapevolezza dei limiti imposti alla confidenza dall'esiguità della popolazione analizzata, un comportamento abbastanza omogeneo.

In generale, ad una prima fase di comportamento lineare (con l'eccezione della prova 1, per cui sono sorte difficoltà di realizzazione della planarità delle facce caricate), segue una progressiva diminuzione di rigidità fino al raggiungimento del picco, ed infine una fase *softening* in cui il provino tende a disgregarsi (valori di deformazione positiva di Figura 3.14).

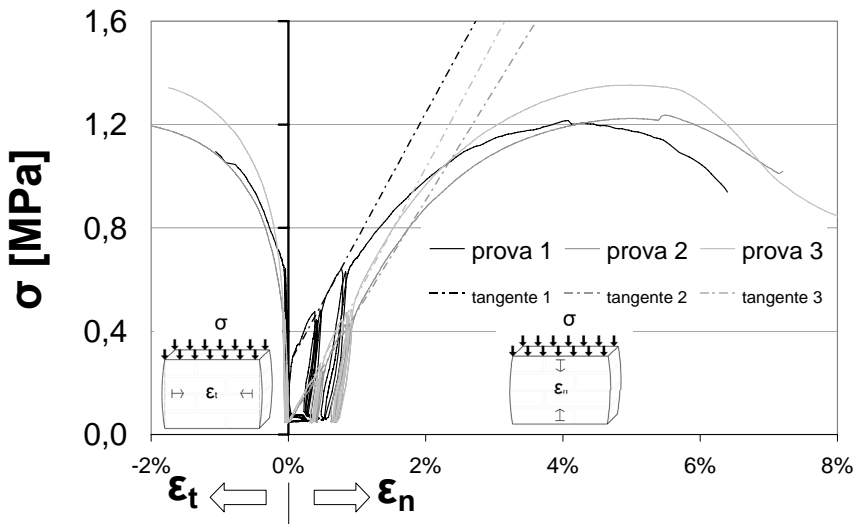


Figura 3.14: Curva sforzo-deformazione per provino di muratura caricato perpendicolarmente ai letti di malta; valori positivi: deformazione normale; valori negativi: deformazione trasversale.

Il modulo elastico iniziale della muratura, valutato (con buona approssimazione) come secante della curva sforzo-deformazione in fase macroscopicamente lineare, rappresentato graficamente in Figura 3.14, ha mostrato valori abbastanza uniformi, mediamente pari a 45 MPa (Tabella 3.7); a causa dell'assestamento iniziale in prova 1, la tangente è stata valutata partendo da un valore più elevato rispetto allo zero di carico.

In direzione trasversale, il coefficiente di *Poisson* è di difficile valutazione. Di fatto, il rapporto tra deformazione trasversale e deformazione normale tende ad assumere un valore crescente, a causa di progressivi cedimenti della struttura muraria (valori negativi di deformazione di Figura 3.14).

Questo fatto è abbastanza comune anche per materiali più prestanti per alti valori di carico: nel processo di fessurazione si creano superfici senza resistenza

Tabella 3.7: Riassunto risultati prova di compressione perpendicolare ai letti di malta su muretti.

Prova	$R_c$ [MPa]	$\epsilon_{picco}$ [%]	$E_C$ [MPa]
1	1,22	4,1	47,5
2	1,24	5,5	42,9
3	1,35	5,0	49,1
media	1,27	4,8	46,5

a trazione, più deboli del materiale originario, dove non ha più senso parlare di deformazione, ma si tratta propriamente di fessura localizzata. A bassi livelli di carico, questa tendenza può essere interpretata solo escludendo sin dalle fasi iniziali un comportamento perfettamente elastico, come conferma la Figura 3.15.

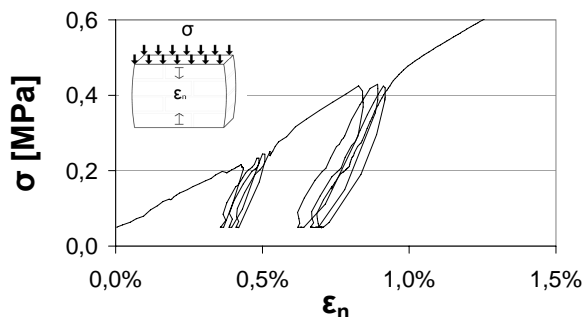


Figura 3.15: Nonlinearità di muretti di terra cruda in cicli di assestamento a basso carico, per compressione perpendicolare ai letti di malta.

Si può quindi assumere che la muratura in terra cruda tenda a danneggiarsi già a livelli molto bassi di carico, che tuttavia rappresentano deformazioni non trascurabili.

La rigidezza in fase di ricarico è stimata in circa 3 – 4 volte la rigidezza “elastica” iniziale.

Da un punto di vista numerico, sembra sensata la scelta di un coefficiente di *Poisson* medio costante pari a 0,05 – 0,1, almeno per valori di deformazione



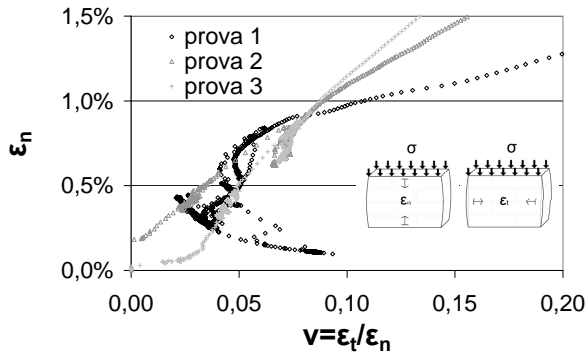


Figura 3.16: Grafico “coefficiente di Poisson” - deformazione normale per prova di compressione perpendicolare ai letti di malta per muratura in terra cruda.

compatibili con stato di sforzo macroscopicamente lineare ( $\epsilon \leq 1,5\%$ ), come sembra indicare la Figura 3.16.

Il quadro fessurativo a rottura si presenta come un collasso globale della struttura, con macrofessure diagonali nei mattoni o verticali che si propagano dai giunti di testa nei mattoni (Figura 3.17).



Figura 3.17: Provini di muratura a collasso testati perpendicolarmente ai letti di malta: prova 1 (a) e prova 3 (b).

A differenza che nelle murature tradizionali, la piccola differenza di rigidità elastica dei due componenti non permette una interazione alla Hilsdorf (1969)<sup>4</sup>.

<sup>4</sup>Nel qual caso, il materiale più rigido si fessura per trazione mentre quello più cedevole è in stato di compressione 3D.

Sebbene nel caso specifico non sussistano le condizioni per applicare la formulazione di Hilsdorf (1969), si presenta comunque un confronto tra la resistenza teorica e quella misurata sperimentalmente, paragonata inoltre alle previsioni date dalle formulazioni empiriche di Tassios (1988) e Guidi<sup>5</sup>.

Le formulazioni sono le seguenti:

**Hilsdorf (1969):**

$$f = \frac{f_b}{U_m} \left( \frac{f_{bt} + \alpha' f_m}{f_{bt} + \alpha' f_b} \right); \quad (3.3)$$

**Tassios (1988):**

$$f = \frac{2}{3} f_b + 0,1 f_m; \quad (3.4)$$

**Guidi:**

$$f = 0,1 f_b \log(f_m + 2). \quad (3.5)$$

Per i pedici:  $b$  si riferisce al mattone,  $m$  alla malta,  $t$  alla resistenza a trazione;  $f$  è la resistenza in generale. Per gli altri termini che compaiono nella formula di Hilsdorf si rimanda alla sezione bibliografica (2.3.1.2); la formula è stata modificata invertendo i ruoli di malta e mattoni (a causa delle ipotesi alla base della formulazione, di origine teorica). Nella fattispecie, i valori limite assunti per il termine  $U_m$  sono pari a 1,1 e 2,5, mentre per il valore di calcolo si è utilizzata la formula 2.5. Per i dati sui materiali, il riferimento è Tabella 3.5.

Come si può notare in Tabella 3.8, la migliore approssimazione si ha con la formula di Hilsdorf, applicando il valore di  $U_m$  di calcolo; tale fattore varia comunque in un *range* di valori molto ampio. Le altre formulazioni, calibrate empiricamente, non sembrano cogliere adeguatamente il valore sperimentale.

Tabella 3.8: Confronto resistenza a compressione muretti caricati perpendicolarmente ai letti di malta: previsioni analitiche e risultati sperimentali.

Resistenza a compressione media [MPa]					
Test	Hilsdorf <sub>min</sub>	Hilsdorf <sub>max</sub>	Hilsdorf <sub>calc</sub>	Tassios	Guidi <sub>n=5</sub>
1,27	0,96	2,19	1,24	1,83	0,21

<sup>5</sup>Citato in Biondi e altri (2000).

### 3.2.3 Compressione parallela ai letti di malta; mattoni CNLM

Come già specificato, per condurre la prova è stato necessario disporre un confinamento laterale per evitare il distacco dei mattoni, modalità di rottura inverosimile per murature confinate. Questo aspetto è sembrato essere critico già prima della prova per due motivi:

- a causa del ritiro da essiccazione, nelle parti più esterne dei giunti si sono potute notare fessure superficiali all'interfaccia malta-mattone;
- le facce orizzontali dei provini non sono perpendicolari: una distribuzione irregolare degli sforzi di contatto provino-piastra di carico avrebbe potuto accelerare il distacco delle unità per eccentricità dell'azione sollecitante.

Anche la disposizione di malta o gesso di allettamento si è rivelata poco praticabile per la scarsa compatibilità dei materiali.

Al fine di non configurare una condizione di carico biassiale, il contenimento è stato reso più cedevole attraverso la disposizione di molle di costante elastica pari a 0,085 kN/mm e l'interposizione di uno strato di neoprene a bassa densità con spessore di 20 mm tra sistema di confinamento e provino (Figura 3.18).



Figura 3.18: Sistema di confinamento laterale per prova di compressione parallela ai letti di malta.

Ipotizzando deformazioni trasversali piccole in fase iniziale, l'incremento di precompressione nella fascia centrale del provino può essere considerato trascurabile. Tale contributo è sicuramente più rilevante in fase fessurativa (*hardening*) prepicco ed in fase di collasso (*softening*) post-picco. Il fatto che il sistema ideato non abbia impedito collasso per distacco rigido dei mattoni è risultato buon indice a posteriori del basso grado di confinamento.

Anche nel caso di compressione parallela ai letti di malta, la curva sforzo-deformazione può essere assunta lineare-*hardening-softening* (valori di deformazione positiva di Figura 3.19).

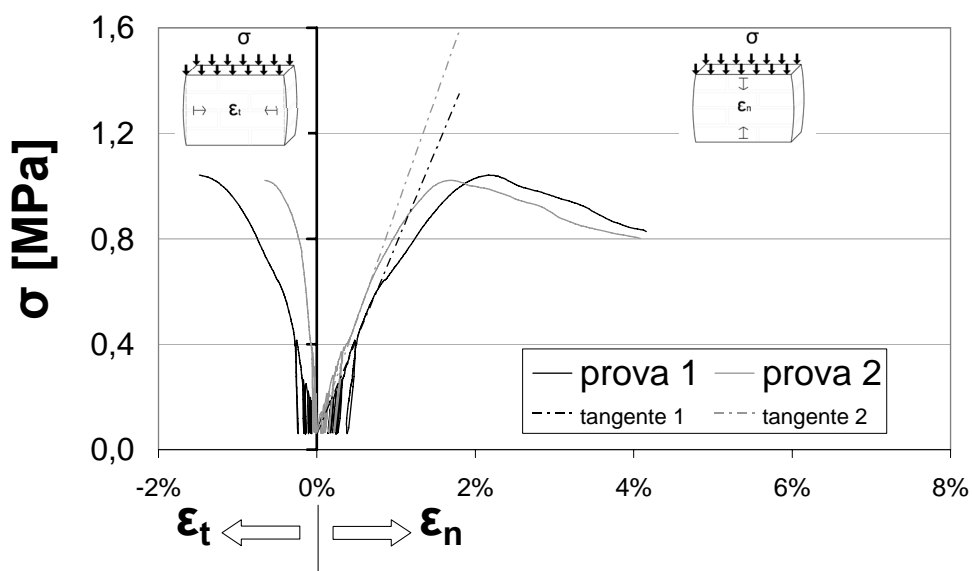


Figura 3.19: Curva sforzo-deformazione per provino di muratura caricato parallelamente ai letti di malta; valori positivi: deformazione normale; valori negativi: deformazione trasversale.

Il modulo elastico iniziale della muratura (tangente alla curva sforzo-deformazione in fase macroscopicamente lineare), rappresentato graficamente in Figura 3.19, mostra un valore medio di circa 78 MPa, più rigido rispetto al caso di compressione perpendicolare ai letti di malta (Tabella 3.9).

Rispetto al caso trattato in precedenza, la stima del coefficiente di *Poisson* è di maggior difficoltà. Se da un canto il valore, dopo una serie di cicli di assestamento, è pressochè costante, d'altro canto la differenza tra i due valori registrati è notevole (Figura 3.20).

Tabella 3.9: Riassunto risultati prova di compressione parallela ai letti di malta su muretti.

Prova	$R_c$ [MPa]	$\epsilon_{picco}$ [%]	$E_C$ [MPa]
1	1,04	2,2	71,4
2	1,02	1,7	84,5
media	1,03	1,9	77,9

Il fatto che i valori di deformazione trasversale della prova 1 siano sempre molto superiori rispetto a quelli della prova 2, pur con valori di deformazione normale simili (a parte un salto per carico di circa 0,6 MPa in prova 1) può essere giustificato dalla presenza di una fessura limitata dal sistema di pre-compressione trasversale. Analizzando i dati dei 4 trasduttori, emerge come probabilmente si abbia un distacco già in fase iniziale localizzato nella parte superiore del provino, per cui il rapporto tra deformazione trasversale e normale è vicino ad 1 anche in fase “lineare”. Considerando solo gli strumenti inferiori, il rapporto si attesta su valori pari a circa 0,35.

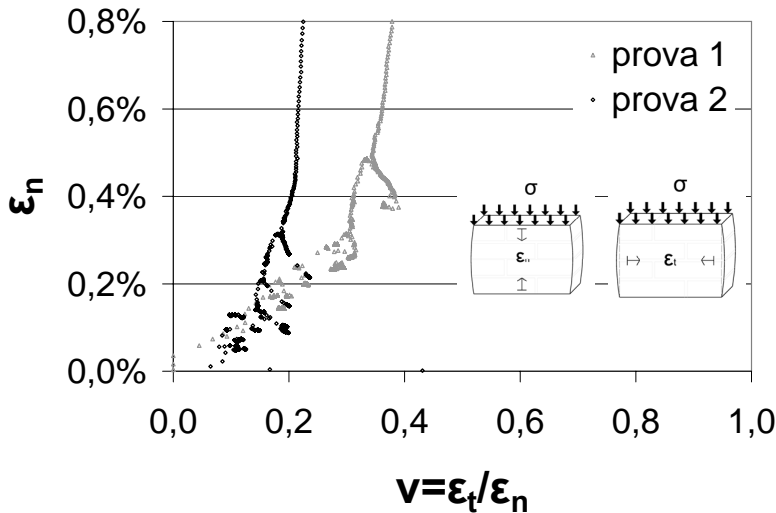


Figura 3.20: Grafico “coefficiente di Poisson” - deformazione normale per prova di compressione parallela ai letti di malta per muratura in terra cruda.

Ritenendo più attendibile la prova 2, ipotizzando in una fase iniziale un comportamento elastico, il coefficiente di *Poisson* si assesta su valori di circa 0,25, anche se con il dubbio che il dato sia inficiato da distacco prematuro, più o meno confinato nei due casi proposti.

Il quadro fessurativo a rottura si presenta come distacco di unità per trazione trasversale lungo le interfacce malta-mattone (Figura 3.21).



Figura 3.21: Provini di muratura a collasso testati parallelamente ai letti di malta: prova 1 (a) e prova 2 (b).

Pur non essendo prevista la tessitura della muratura tra i parametri di influenza dei modelli analitici proposti in precedenza, per cui la resistenza calcolata è uguale al caso di compressione perpendicolare ai letti di malta, il confronto viene comunque presentato. Si esclude la previsione di Hilsdorf (1969), per cui i presupposti alla base del modello vengono a mancare. Le formule utilizzate non sembrano in grado di cogliere adeguatamente la resistenza degli assemblaggi (Tabella 3.10).

Tabella 3.10: Confronto della resistenza a compressione di muretti caricati parallelamente ai letti di malta: previsioni analitiche e risultati sperimentali.

Resistenza a compressione media [MPa]		
Test	Tassios	Guidi <sub>n=5</sub>
1,03	1,83	0,21

### 3.2.4 Compressione perpendicolare ai letti di malta; mattoni CLM

Sebbene irrilevante da un punto di vista statistico, la prova che viene presentata è interessante per evidenziare la validità dei modelli analitici di previsione del calcolo di collasso della muratura.

In questo caso, come si evince dalla Tabella 3.6, la differenza di modulo elastico tra malta e mattoni è circa di un ordine di grandezza (320 MPa per la malta contro 25 MPa per i mattoni).

*Tabella 3.11: Confronto resistenza a compressione muretto realizzato con mattoni CLM caricato perpendicolarmente ai letti di malta: previsioni analitiche e risultato sperimentale.*

Resistenza a compressione media [MPa]					
Test	Hilsdorf <sub>min</sub>	Hilsdorf <sub>max</sub>	Hilsdorf <sub>calc</sub>	Tassios	Guidi <sub>n=5</sub>
1,03	1,38	0,61	0,77	1,01	0,10

Tra i modelli proposti, la previsione di Tassios (1988) dà la migliore approssimazione. La formulazione di Hilsdorf applicata è ancora quella con i ruoli di malta e mattoni invertiti; questa risulta in buon accordo con i dati sperimentali solo se è calibrata la scelta di  $U_m$  (Tabella 3.11); il *range* di valori della formulazione di Hilsdorf racchiude il valore sperimentale, ma applicando il valore “calcolato” non si ottiene una stima precisa.

In particolar modo, il quadro fessurativo nelle fasi intermedie indica come la differenza di rigidità dei componenti causi fessure nella malta, più rigida (Figura 3.22(a)), queste cavillature si propagano all’interno dei mattoni (Figura 3.22(b)), fino a portare ad un collasso caratterizzato da una serie di fessure verticali (Figura 3.22(c)).

## 3.3 Resistenza a taglio di giunti

La valutazione della resistenza a taglio dei giunti è un aspetto delicato della caratterizzazione meccanica delle murature.

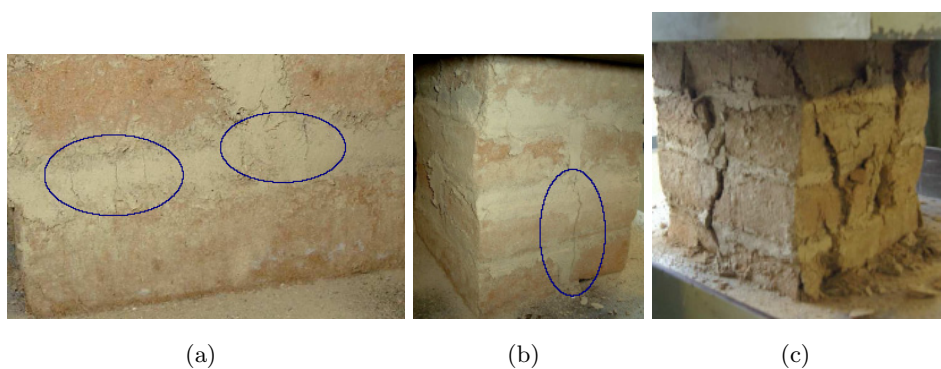


Figura 3.22: Evoluzione quadro fessurativo in prova di compressione perpendicolare ai letti di malta per prisma realizzato con mattoni CLM.

Una prima difficoltà, di prova, è legata ad effetti flettenti parassiti all'interfaccia mattone-malta<sup>6</sup>, che inducono una distribuzione non uniforme di sforzi in direzione perpendicolare alla superficie di scorrimento.

Una seconda difficoltà, più generale, è legata al fatto che la resistenza a taglio del giunto è determinata dalle caratteristiche di scabrezza superficiale delle interfacce (Lourenço e Ramos (2004))<sup>7</sup>.

Nel caso dei mattoni in terra cruda, il secondo aspetto rende ardua ogni generalizzazione per la natura casuale della distribuzione superficiale delle asperità dovute al rinforzo fibroso. Oltre a questo aspetto locale, le irregolarità geometriche degli *adobe* si manifestano anche sotto forma di evidente concavità di almeno una delle facce “orizzontali”, causata dal processo produttivo<sup>8</sup>: per le tipologie analizzate, la superficie in questione può presentare differenze di quota anche di 10 mm tra il punto più elevato ed il punto più depresso. I risultati ottenuti sono quindi la media spaziale di comportamenti locali impossibili da quantificare e caratterizzare.

La sperimentazione condotta segue virtualmente il concetto logico alla base di tutta la tesi: si desidera creare nei tamponamenti delle linee di debolezza lungo cui si possa manifestare scorrimento attritivo controllato, impedendo la formazione di un puntone diagonale. Se il danno si concentra lungo queste

<sup>6</sup>Causata dall'impossibilità di conoscere a priori la superficie lungo cui si avrà scorrimento.

<sup>7</sup>Aspetto importante anche nel caso dei metalli, nonostante l'apparente liscezza (Oden e Pires (1983)).

<sup>8</sup>Getto in cassaforma ed essiccazione naturale.



interfacce “deboli”, altrove il tamponamento deve restare intatto. Di conseguenza, lo studio del comportamento a taglio dei giunti consta dei seguenti aspetti (Figura 3.23):

- valutazione della resistenza a taglio di doppietti, rappresentativi delle zone che si vogliono mantenere integre;
- valutazione della resistenza a taglio lungo le linee di debolezza, ricercando una resistenza adeguatamente bassa, in modo che il danno si concentri effettivamente dove auspicato.

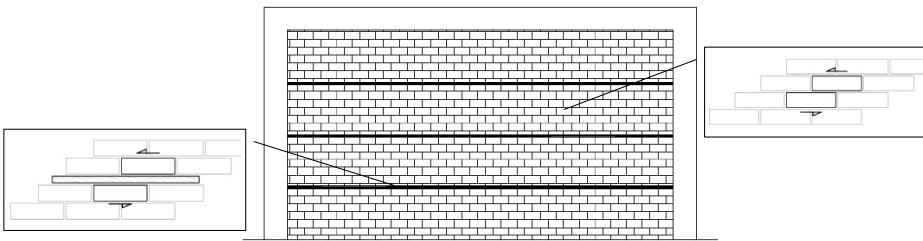


Figura 3.23: Localizzazione ideale delle zone di indagine del comportamento a taglio dei giunti.

Nelle pagine che seguono, viene presentato il processo che ha portato alla definizione del banco di prova con cui sono state valutate le caratteristiche meccaniche dei giunti realizzati con i materiali poi utilizzati nella sperimentazione di Capitolo 4. Gli *step* intermedi dello sviluppo del banco vengono proposti laddove permettono di trarre spunti interessanti per la comprensione del comportamento a taglio della terra cruda.

Mentre l'applicazione del carico tagliente è piuttosto semplice, problemi maggiori sorgono con il precarico normale al giunto.

La condizione di vincolo più realistica all'interno di un tamponamento è quella di spostamento normale impedito da un sistema elastico. Tale condizione tende ad incrementare la precompressione in fase di scorrimento, a causa della dilatanza. Dilatanza che, con l'aumentare del degrado dell'interfaccia, tende a valori negativi, per cui alla fine di prove cicliche si nota una diminuzione del volume totale dei provini. Come sottolineato da Mehra-  
bi e Shing (1997), nel comportamento di interfaccia si sovrappongono com-

portamenti elastici, comportamenti inquadrabili nel campo della plasticità, e comportamenti “geometrici” (dilatanza).

Nella definizione del quadro evolutivo della dilatanza in prove cicliche sono insite grosse difficoltà, amplificate dall’utilizzo di un materiale molto abrasibile come la terra cruda.

Le condizioni al contorno sono risultate influire notevolmente sul quadro fessurativo dell’assemblaggio.

### 3.3.1 Descrizione banco di prova e *test setup*

Il banco di prova ideato è caratterizzato da un sistema di applicazione dei carichi completamente manuale, mostrato in Figura 3.24.

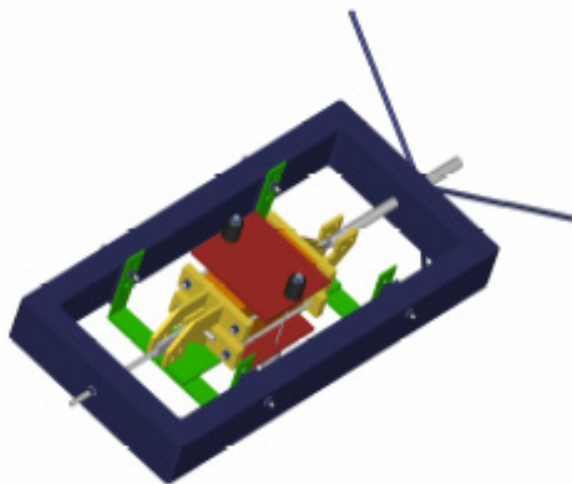


Figura 3.24: Banco di prova per prove a taglio.

La scelta di condurre i test su doppietti è giustificata da una serie di problematiche legate alla realizzazione di assemblaggi più complessi. Ad esempio l’utilizzo di tripletti, con carico tagliente sull’elemento centrale e reazioni vincolari sui mattoni esterni, in linea teorica diminuisce gli effetti flessionali insiti nella prova; mentre le simulazioni numeriche consigliano un *setup* del genere, esperienze varie hanno messo in luce il fatto che la differente resistenza delle due interfacce comporta un’asimmetria post-fessurativa che rende difficilmente interpretabili i risultati.



Applicando il sistema di forze ipotizzato al mattone superiore, assumendo che la superficie di scorrimento sia l'interfaccia superiore, e che la piastra  $B$  comprima il mattone con uno sforzo uniforme ( $\sigma'_b$ ), dall'equilibrio alla traslazione, la forza tagliante (dove  $t$  è lo spessore dell'elemento) lungo l'interfaccia deve essere tale che:

$$\int_{O'C} \tau t dl = F' - F_c = F. \quad (3.10)$$

Facendo l'equilibrio attorno al polo  $O'$ , risulta:

$$F' \cdot \left( h_b - \frac{\bar{x}}{3} \right) - F_c \cdot \frac{h_b + \Delta h}{2} \neq 0. \quad (3.11)$$

Essendo le forze  $F'$  ed  $F_c$  equilibrate alla rotazione attorno al polo  $O$ , non possono esserlo attorno al polo  $O'$ . Il residuo è pari a:

$$F' \cdot \frac{\frac{h_m}{2} \cdot \left( \frac{h_b}{2} - \frac{\bar{x}}{3} - \frac{\Delta h}{2} \right)}{\left( \frac{h_m}{2} + \frac{h_b}{2} + \frac{\Delta h}{2} \right)}. \quad (3.12)$$

Il momento flettente parassita implica una distribuzione di sforzi normali non uniforme lungo la superficie di scorrimento. Nell'ipotesi di validità della legge di *Mohr-Coulomb*, per precompressione sufficientemente elevata, ma non tale da implicare il collasso per compressione dell'assemblaggio, la linearità della legge fa sì che valga la seguente relazione:

$$\bar{\tau} = \frac{\int_A \tau dA}{A} = \frac{\int_A \mu \cdot \sigma + c dA}{A} = \mu \cdot \bar{\sigma} + c \cdot A; \quad (3.13)$$

se localmente ci si avvicina a sforzi normali nulli o di trazione, la legge perde la linearità per cui vale:

$$\bar{\tau} = \frac{\int_A \tau dA}{A} = \frac{\int_A \mu(\sigma) \cdot \sigma + c dA}{A} \neq \mu \cdot \bar{\sigma} + c \cdot A, \quad (3.14)$$

dove  $A$ , in questo caso, rappresenta l'area della superficie di scorrimento.

Un contributo equilibrante viene anche dal peso proprio e dalla eventuale precompressione normale al letto di malta, che limitano la parzializzazione del contatto di interfaccia.

### 3.3.1.2 Applicazione precompressione

I sistemi di precompressione normale ai letti di malta adottati nelle varie fasi sono stati i seguenti:

- tramite pesi → precompressione costante;
- tramite barra filettata → precompressione variabile, traslazione verticale impedita (Figura 3.26);
- tramite barra filettata e sistema di molle → precompressione variabile, traslazione verticale limitata da vincolo elastico.

Nel corso della descrizione dell'evoluzione del banco verranno presentati i vari sistemi di precompressione adottati.

## 3.3.2 Prove a taglio

### 3.3.2.1 Prove preliminari monotone a dilatazione impedita

Una prima serie di prove, monotone, è stata condotta su assemblaggi mattone-malta-mattone e con partizione interposta (asse grezza in larice da 30 mm di spessore), utilizzando mattoni CLM e malte CNLL, CLG, CLF e GS. In merito alla modalità di prova:

- le azioni normali, corrispondenti a carichi dovuti al solo peso proprio del tamponamento, sono state applicate tramite barre filettate di diametro 4 mm;
- la misura della precompressione è stata attuata tramite celle cave (precisione dell'ordine di 1 N);
- il carico tagliante è stato applicato tramite barra strumentata (precisione dell'ordine di 1 N);
- lo spostamento relativo dei mattoni è stato misurato attraverso 2 trasduttori di spostamento induttivi, localizzati sulle facce laterali del provino (precisione dell'ordine di 1  $\mu\text{m}$ ).

I risultati mostrano una grande dispersione di valori (Figura 3.27). Dato che le malte sono differenti, ma i mattoni sono sempre gli stessi, si nota

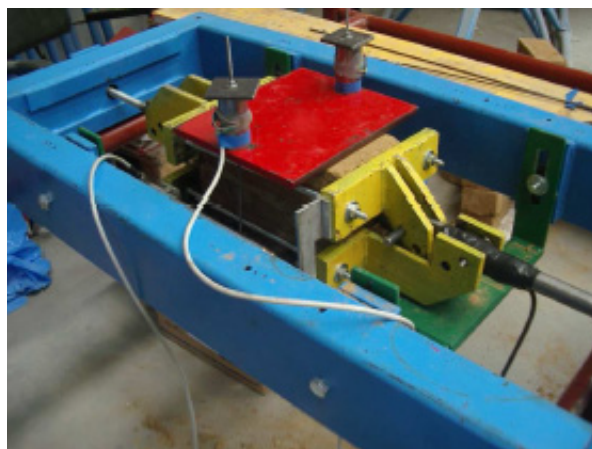


Figura 3.26: Banco di prova per prove a taglio preliminari.

come la scabrezza superficiale dei mattoni sia uno dei fattori che definiscono la resistenza a taglio, ma non il solo. Di importanza fondamentale è la granulometria delle malte, che può favorire un migliore ingranamento delle superfici di contatto.

In merito alla prova mattone-malta-mattone, la differenza tra valore di picco e valore residuo è piccola, a denotare un incollaggio solo parziale e/o coesione interna dei materiali bassa (Figura 3.27(a)). Lo scarto tra picco e residuo è ancora minore nel caso di presenza di partizione (Figura 3.27(b)), oltre alla considerazione che i valori sono inferiori in termini assoluti.

I valori alti della tangente dell'angolo di attrito sono spiegabili in parte con la concavità macroscopica delle facce a contatto, che genera una resistenza geometrica (per cui, anziché avere sforzi  $\tau$  puri, all'interfaccia si hanno anche sforzi normali  $\sigma$  con componente orizzontale; Figura 3.28).

La fessurazione, per le suddette condizioni di vincolo in direzione normale al giunto, è sempre all'interfaccia malta-mattone per doppietti senza “partizione” interposta; in particolar modo, dato che le due facce di uno stesso mattone sono caratterizzate da scabrezza completamente differente (tipico degli *adobe*, Figura 3.29), la localizzazione della

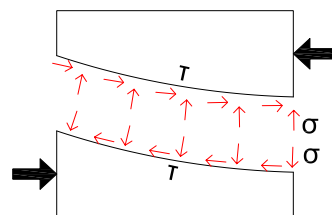


Figura 3.28: Sforzi normali in direzione orizzontale causati da effetti geometrici.

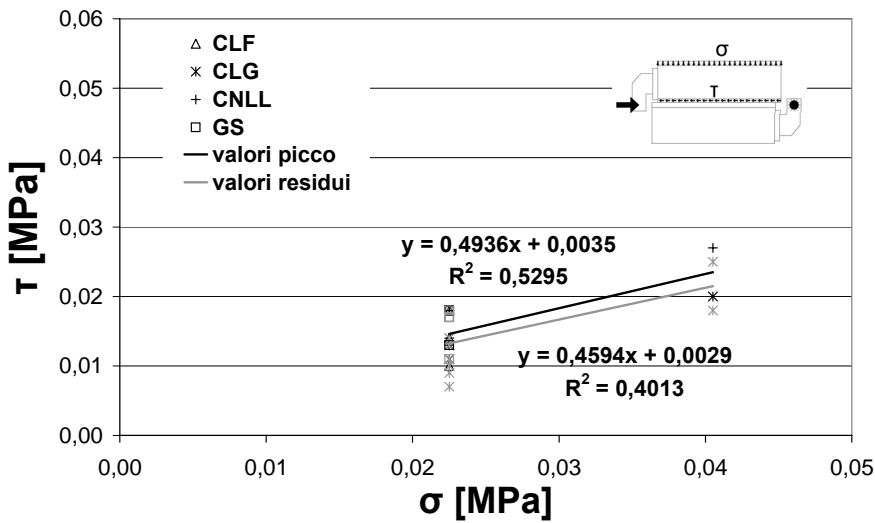
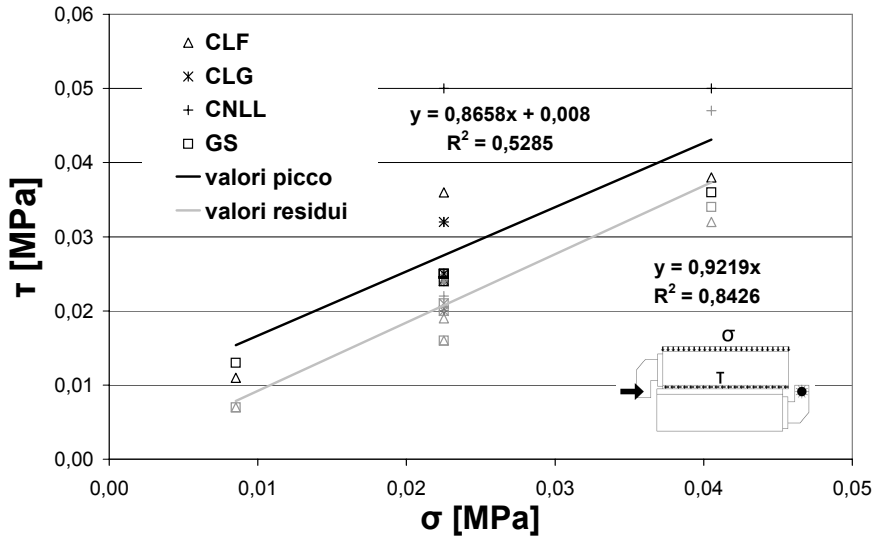


Figura 3.27: Dominio di Mohr-Coulomb per assemblaggi soggetti a taglio con dilatazione normale impedita in prova monotona: doppietti senza partizione (a) e con partizione (b).

fessura è sempre sull'interfaccia più liscia.



Figura 3.29: Superficie liscia (a) e scabra (b) di mattoni CLM.

### 3.3.2.2 Prove preliminari cicliche a dilatazione impedita

Una seconda serie di prove, cicliche, è stata condotta in condizioni di dilatazione normale impedita come in 3.3.2.1, utilizzando mattoni CLM e malta BR; nelle prove con partizione, questa è stata realizzata tramite un'asse in legno di larice grezzo. I carichi di precompressione normale iniziale sono compatibili con le sollecitazioni dovute al peso proprio del tamponamento. I cicli applicati sono stati 3 per ogni valore di ampiezza ( $\pm 1$  mm,  $\pm 3$  mm,  $\pm 5$  mm, massima ampiezza consentita dal banco,  $\pm 5$  mm)

Anche visivamente costituiti da materiali molto diversi sia da un punto di vista chimico che granulometrico, malta e mattoni hanno mostrato una scarsissima compatibilità soprattutto sulla faccia “liscia” del mattone. Ciò si è spesso tradotto in resistenza praticamente nulla a trazione per l'assemblaggio, e mancanza di un picco nel caso di prova a taglio. Le forme tipiche delle curve sforzo-deformazione per assemblaggio mattone-malta-mattone sono riportate in Figura 3.30, sia nel caso di incollaggio iniziale con picco (Figura 3.30(a)), che nel caso di assenza di incollaggio (Figura 3.30(b)).

Sebbene la questione non sia stata indagata più profondamente, il picco di resistenza, nel caso di doppietto senza partizione, è sembrato manifestarsi per precompressione normale iniziale intermedia ( $0,016$  MPa -  $P_{in}=0,46$  kN), ma non nei casi di precompressione piccola ( $0,008$  MPa) o relativamente grande ( $0,033$  MPa). Soprattutto nell'ultimo caso è possibile che la dilatazione trasver-



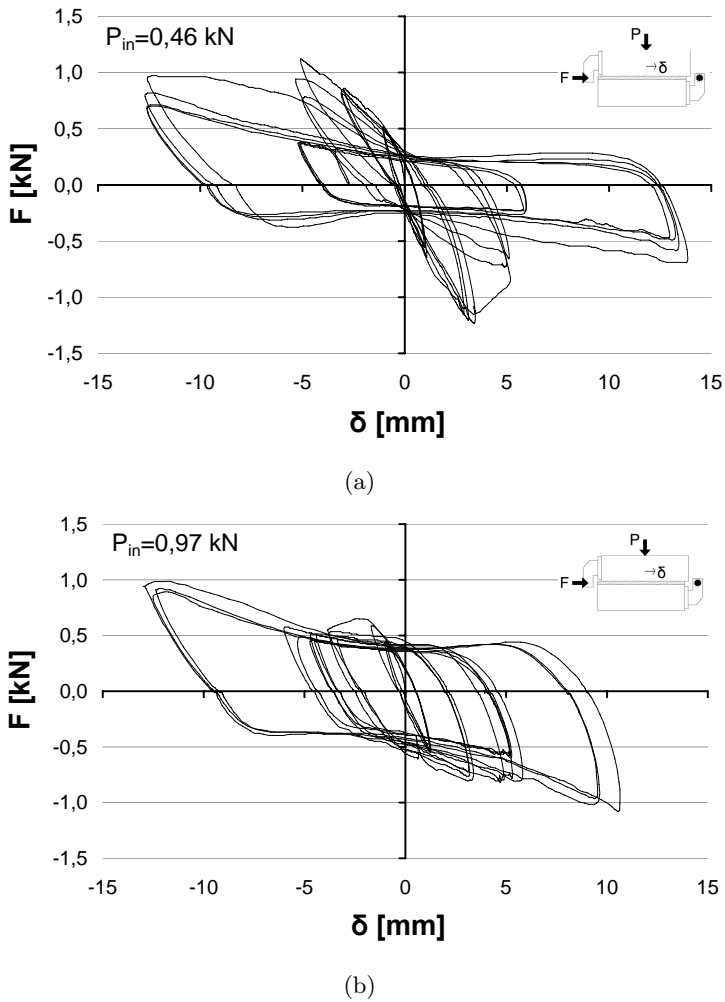


Figura 3.30: Curve forza di taglio - spostamento con dilatazione normale impedita per assemblaggio mattone-malta-mattone: caso con picco (a) e senza picco (b).

sale, per effetto *Poisson*, vada a rompere l'incollaggio in fase di precompressione.

La resistenza tende a crescere all'aumentare dello spostamento relativo a causa dell'incremento di precompressione; oltre al fattore geometrico di allungamento della barra filettata, si nota una non linearità dovuta anche alla concavità tipica dei mattoni utilizzati, con spostamento relativo rototraslatorio tra gli *adobe* (giunti senza partizione).

Dopo il primo ciclo di ogni ampiezza, la resistenza residua si attesta su un valore costante, dovuto alla polverizzazione dell'interfaccia che diviene un letto granulare su cui scorrono i mattoni, a testimonianza della debolezza della matrice interna, nonché della sua abrasibilità. Il fenomeno si manifesta con minore intensità nel caso di partizione interposta.

Interessante notare come a fronte di una variazione dello sforzo di confinamento normale anche notevole (limiti: +16%, -48%) il dominio limite assuma i contorni lineari del criterio di *Mohr-Coulomb* (Figura 3.31).

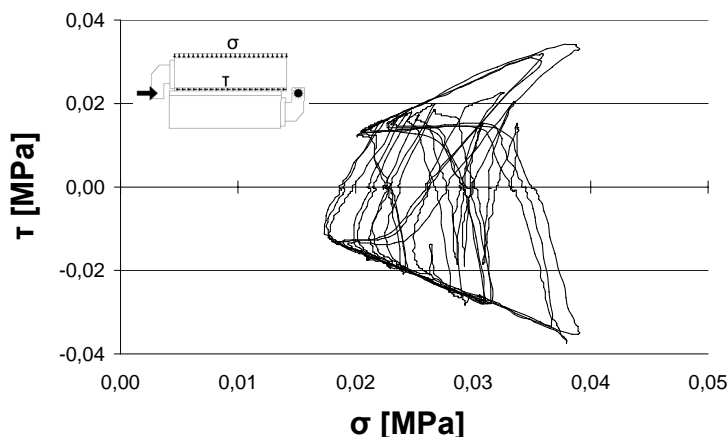
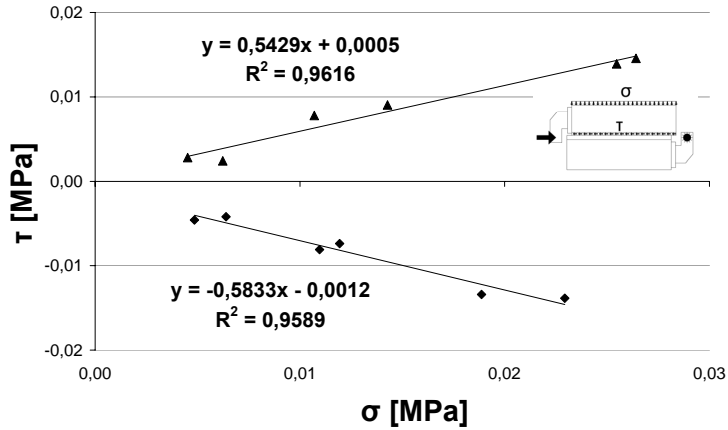


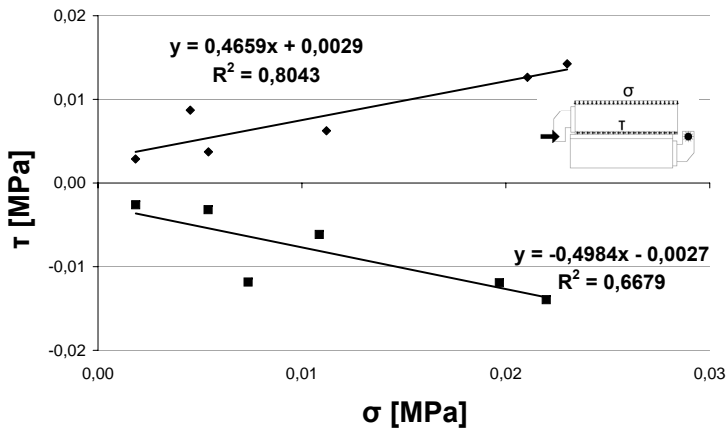
Figura 3.31: Dominio di Mohr-Coulomb per prova a dilatazione trasversale impedita, assemblaggio mattone-malta-mattone.

Il banco di prova si è mostrato parzialmente asimmetrico da un punto di vista meccanico, per cui si nota un'influenza sui risultati a seconda che il sistema di carico lavori a trazione o a compressione.

Per la difficoltà o l'impossibilità di individuare i picchi, si riporta il dominio limite per i valori di resistenza residua dopo l'ultimo ciclo di ampiezza massima in una zona a tangente nulla nell'intorno dell'origine (Figura 3.32).



(a)



(b)

Figura 3.32: Dominio di Mohr-Coulomb residuo ultimo per assemblaggi soggetti a taglio con dilatazione normale impedita in prova ciclica: doppietti senza partizione (a) e con partizione (b).

Valutando la differenza di resistenza tra la situazione di doppietto con partizione e senza, emerge come di fatto l'esiguità del valore residuo rischi di rendere inefficace la presenza di partizioni, nell'ottica di costruzione di un tamponamento duttile con localizzazione del danno nelle zone di debolezza, se non si ha incollaggio iniziale mattone-malta-mattone.

### 3.3.2.3 Prove preliminari cicliche a precompressione costante

Una terza serie di prove, cicliche, è stata condotta in condizioni di precompressione normale costante, applicata ad assemblaggi realizzati con malta BR e mattoni BRL, BRP e BRP. In questo caso, i carichi applicati tramite pesi in acciaio sono compatibili con una sollecitazione intermedia dovuta al solo peso proprio del tamponamento (massimo carico 0,015 MPa).

Non tutti i doppietti mostrano l'incollaggio: solo quelli realizzati con mattoni BRL, per cui la superficie di interfaccia è più scabra, hanno resistenza a trazione non trascurabile. Ciò a dispetto di una piena compatibilità chimica dei materiali di base, provenienti dalla medesima cava.

Uno degli aspetti più interessanti riguarda la modalità di rottura: oltre allo scorrimento lungo i letti di malta si è manifestata fessurazione a taglio inclinata di 45°, circa a livello della mezzeria del giunto. A parte questo particolare, la resistenza residua a taglio è pressochè costante nel ciclo (forzante indipendente dallo spostamento; Figura 3.33), a denotare l'influenza della modalità di applicazione della precompressione sulla resistenza del doppietto.

Le prove non sono state sufficienti a definire in maniera completa un dominio di *Mohr-Coulomb* a causa della piccola differenza tra i valori di precompressione imposta<sup>9</sup>, che rendono la regressione poco affidabile.

Nella fase immediatamente post-picco, la scabrezza superficiale ha un ruolo importante per la definizione della resistenza a taglio (Figura 3.34(a)). La resistenza residua finale, dopo i cicli di carico, è invece indipendente dalla scabrezza iniziale (Figura 3.34(b)).

Importante sottolineare il fatto che, sebbene la precompressione sia bassa, dopo il 2° o 3° ciclo la resistenza si attesti sul valore "finale", pari a circa il 50 – 70 % della resistenza immediatamente post-picco.

---

<sup>9</sup>Per ragioni di sicurezza non si è potuto applicare un carico superiore a 80 kg.

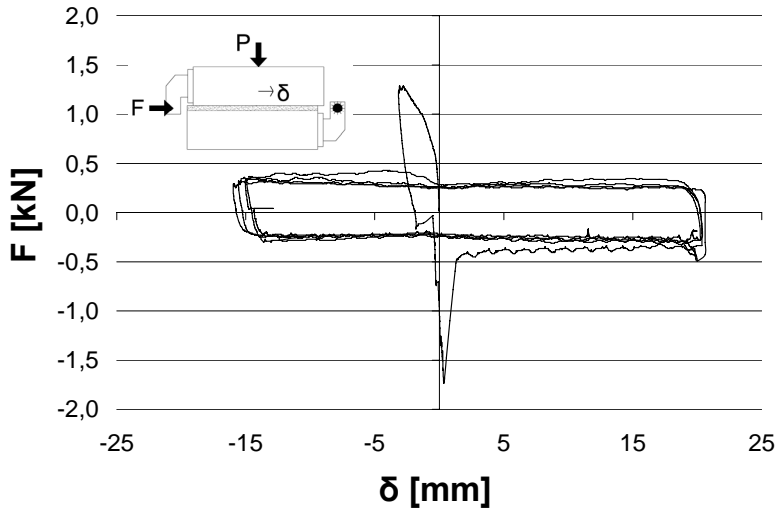


Figura 3.33: Curva forza di taglio spostamento con picco per doppietto di mattoni BRL con precarico costante.

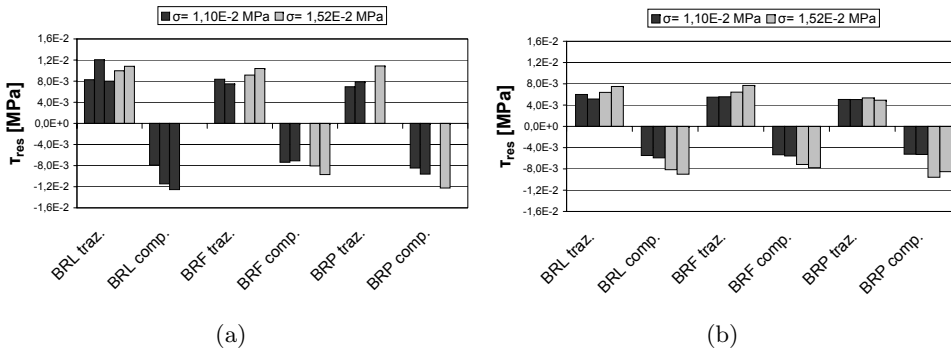


Figura 3.34: Resistenza residua iniziale (a) e finale (b) di doppietti realizzati con mattoni dalla medesima matrice, ma contenuto di fibre diverso.

### 3.3.2.4 Prove cicliche con vincolo normale elastico

L'ultima fase della sperimentazione è stata dedicata ai materiali utilizzati per la costruzione delle pareti in scala reale, mattoni CNLM e malta CNLS.

Le condizioni di vincolo più probabili che si vengono a creare all'interno di una parete sono quelle di traslazione normale ai giunti almeno parzialmente impedita da vincolo elastico.

Analisi ad elementi finiti di tamponamenti, in cui è emerso che anche in presenza di partizioni si forma uno pseudo-puntone che amplifica la componente di sollecitazione normale ai giunti fino a valori di 0,1 MPa (circa 3-5 volte superiore al valore dovuto al peso proprio; l'entità dell'incremento dipende dal modulo elastico del tamponamento), hanno di fatto sconsigliato di utilizzare una precompressione costante data da pesi per ragioni di sicurezza.

La necessità di precomprimere con carichi dell'ordine di 3 kN, senza tuttavia incorrere nelle problematiche derivate da traslazione normale impedita, ha suggerito di utilizzare il sistema di molle di Figura 3.35. In tal modo si è potuto limitare l'incremento di precompressione legato all'estensione delle barre filettate, conseguente allo scorrimento relativo dei blocchi.

Il sistema di molle, almeno un ordine di grandezza più cedevole rispetto alle barre filettate di precompressione, ha assicurato un precarico normale al giunto meno sensibile allo spostamento trasversale (Figura 3.36), fermo restando il fatto che la dilatanza incrementa fisiologicamente la precompressione, mentre la naturale abrasione lo diminuisce.

Il banco di prova ha mostrato sensibilità alla direzione di applicazione del carico, con incremento di resistenza nel caso di compressione della barra strumentata di carico, diminuzione in caso di trazione.

Nello specifico dei risultati per doppietti malta-mattoni, il picco di resistenza si manifesta solamente nel caso di precompressione "bassa"<sup>10</sup>. Talvolta, si può manifestare un secondo picco all'inversione del carico, più marcato nel caso fessura a 45° nel letto di malta creata nella prima fase di carico (Figura 3.37).

---

<sup>10</sup>Il problema è anche dovuto al banco di prova. La necessità di vincolare i mattoni al sistema di carico tagliante richiede un forte ammorsaggio laterale al fine di evitare la rotazione relativa degli elementi e la parzializzazione del contatto. Tuttavia, applicando tale precompressione laterale è possibile rompere l'incollaggio delle interfacce, ancora una volta a testimonianza della sua debolezza.

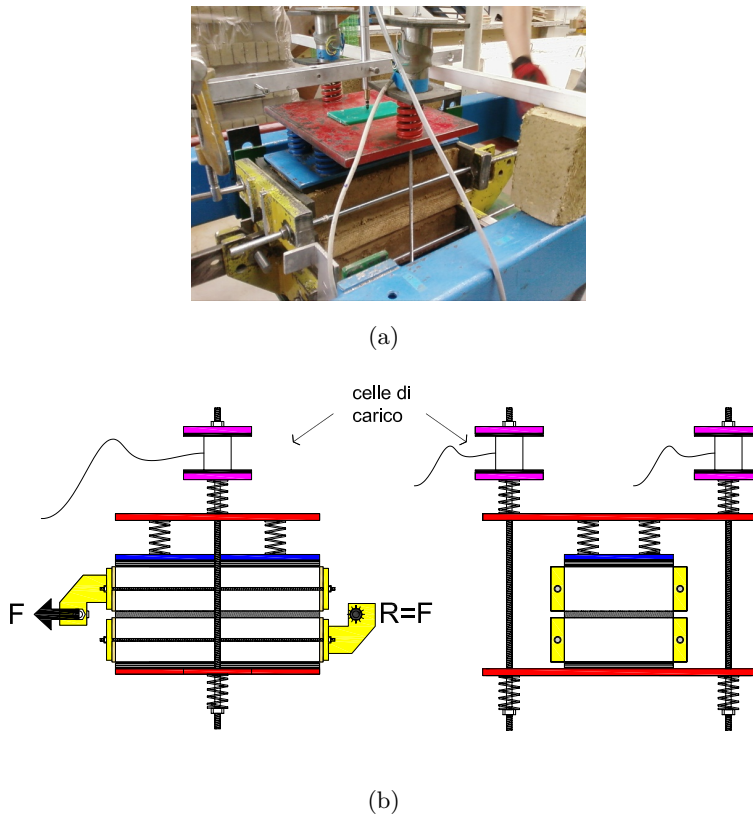


Figura 3.35: Banco di prova per prove a taglio con precompressione elastica.

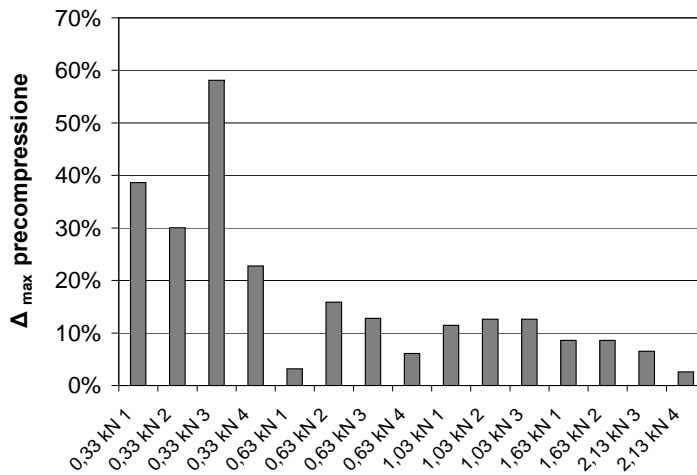


Figura 3.36: Massimo incremento di precompressione per prove a taglio con dilatazione normale impedita da vincolo elastico.

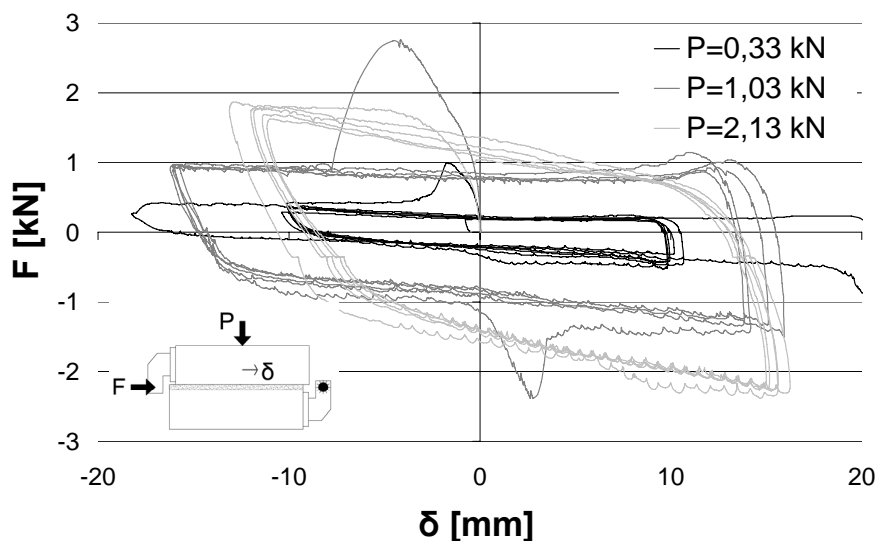


Figura 3.37: Curva forza spostamento per doppietto realizzato con mattoni CNLM e malta CNLS con vincolo normale elastico, al variare della precompressione iniziale.

La pendenza della curva in fase di carico in Figura 3.37 è dovuta all'effetto concomitante di sistema di precompressione, geometria dei mattoni e scabrezza superficiale. Il primo aspetto dei tre si può cogliere per confronto con i risultati della Sezione 3.3.2.3, ottenuti per sollecitazione normale al giunto costante; gli altri due paragonando le curve con quelle ottenute nel caso di partizione interposta (Figura 3.39), in cui la fase di carico è quasi orizzontale.

La definizione di un dominio che correli  $\sigma$  e  $\tau$  di picco è difficile da generalizzare, poichè non è possibile avere certezze sulla scabrezza e la geometria dei mattoni e per la variabilità delle condizioni di incollaggio. I dati ottenuti sembrano comunque poco in linea con la letteratura specifica, probabilmente a causa della limitata gamma di valori di precompressione indagati.

In merito alla resistenza residua a taglio, è possibile definire dei valori indicativi con buona certezza perchè la formazione di un letto di materiale abraso in prove cicliche rende uniformi i risultati (Figura 3.38), ripercorrendo di fatto la sperimentazione alla base della teoria di Coulomb.

Come anticipato, l'inserimento di partizioni tende a regolarizzare le curve grazie all'uniformità geometrica della superficie di scorrimento (Figura 3.39), ed a diminuire la resistenza del giunto (Figura 3.40), andando a configurare



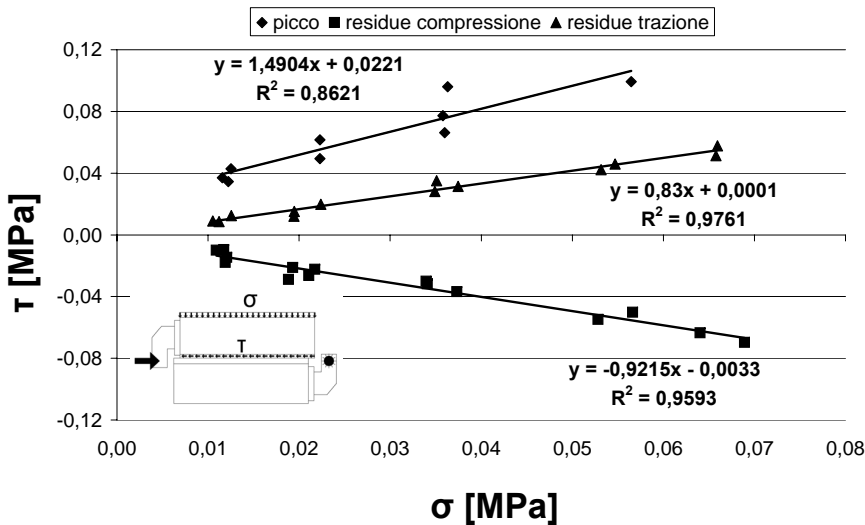


Figura 3.38: Dominio di Mohr-Coulomb per doppietto realizzato con mattoni CNLM e malta CNLS e vincolo normale elastico.

un indebolimento dello stesso.

Il comportamento in termini di dilatanza è variabile e dominato dal caso che determina la geometria macroscopica dei mattoni. Si riportano comunque alcuni dati per giustificare le scelte adottate nelle simulazioni numeriche, in cui il parametro influisce grandemente su panorama di danno e curve di resistenza e dissipazione.

Partendo da valori iniziali di 0,2–0,3, con il degrado progressivo dell'interfaccia la dilatanza tende a valori negativi. Interessante notare che l'asimmetria di carico, visibile ad esempio in Figura 3.37, si manifesta anche in termini di dilatanza, per cui in fase di “compressione” (spostamenti dal negativo al positivo) si ha una dilatanza più tendente al negativo (Figura 3.41).

In una fase iniziale, sembra corretto propendere per valori di dilatanza pari a circa 0,2 per doppietti con giunto di malta (Figura 3.42(a)). Nel caso di partizione presente tra i mattoni, la dilatanza è invece notevolmente ridotta ed in pratica è possibile utilizzare un valore pari a 0 (Figura 3.42(b)).

Il meccanismo di rottura è quasi sempre stato lo scorrimento all'interfaccia malta-mattone, salvo alcune rare eccezioni in cui si è manifestata rottura per taglio inclinata a 45° nel letto di malta (Figura 3.43), soprattutto per precompressione iniziale bassa.

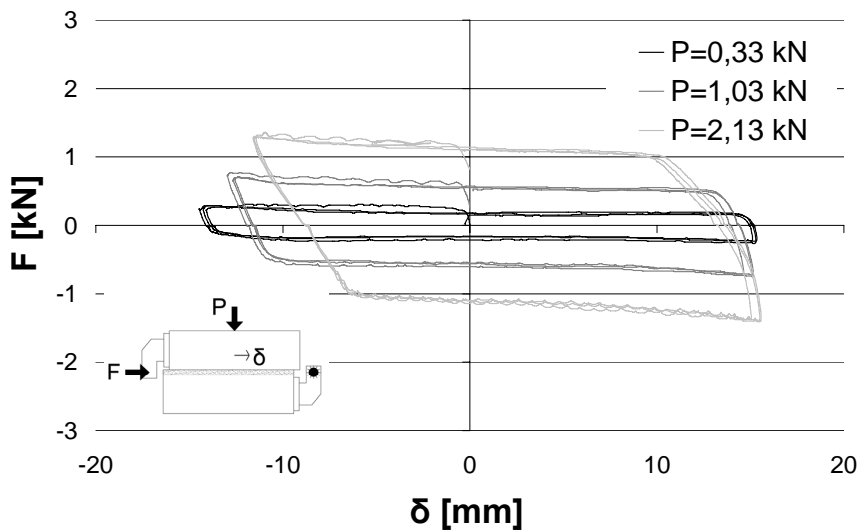


Figura 3.39: Curva forza spostamento per doppietto a secco con partizione, mattoni CNLM e malta CNLS con vincolo normale elastico, al variare della precompressione iniziale.

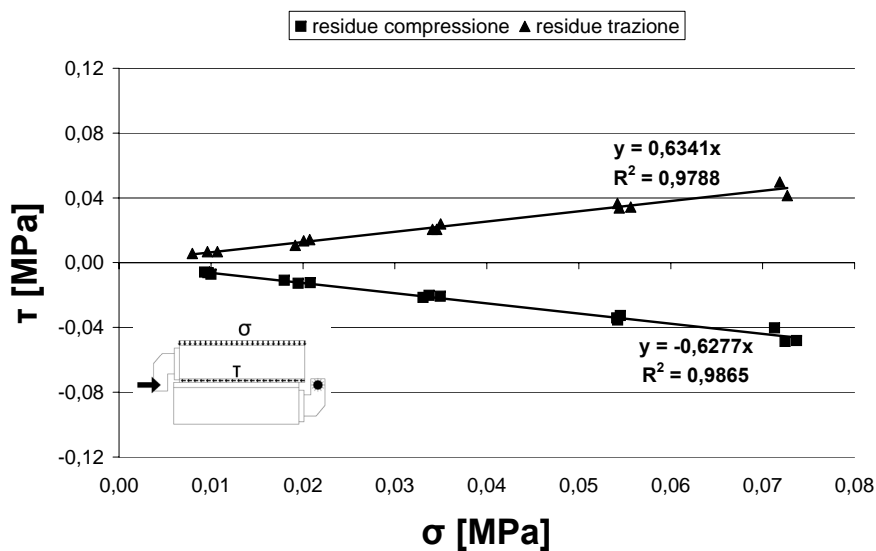


Figura 3.40: Dominio di Mohr-Coulomb per doppietto con partizione e vincolo normale elastico.

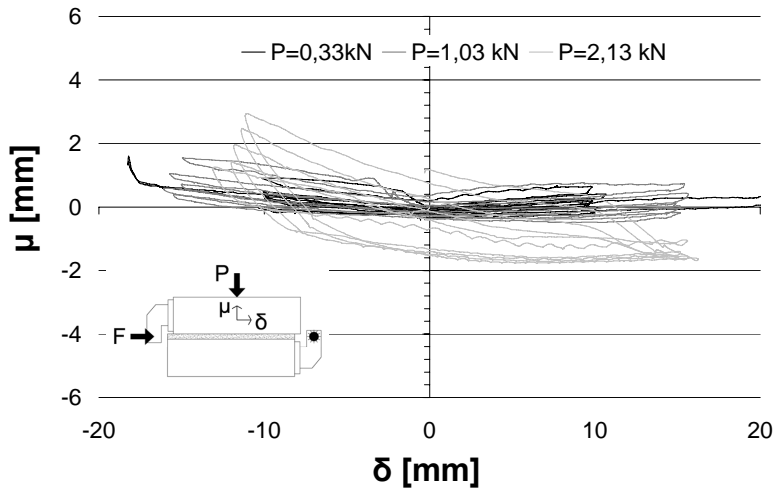


Figura 3.41: Variazione dilatanza in prova ciclica a taglio su doppietto al variare dell'azione normale di confinamento iniziale.

### 3.4 Riepilogo

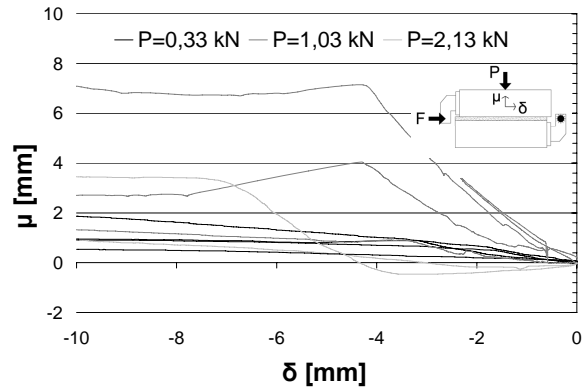
Rielaborando i dati riportati in precedenza, si possono trarre alcune considerazioni generali.

Per il materiale terra analizzato:

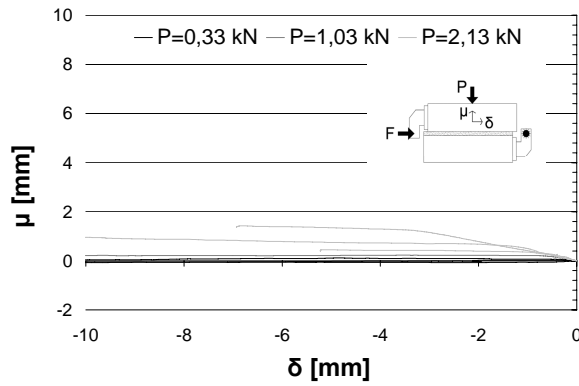
- la resistenza a trazione in prova a flessione<sup>11</sup> varia da 0,5 MPa a 1,7 MPa per le malte e da 0,5 MPa a 0,8 MPa per i mattoni;
- la resistenza a compressione di provini cubici varia da 1,3 MPa a 2,8 MPa per le malte e da 1,09 MPa a 2,98 MPa per i mattoni;
- il modulo elastico in compressione in fase macroscopicamente lineare varia tra 120 MPa a 320 MPa per le malte e tra 30 MPa a 230 MPa per i mattoni;
- il contenuto di acqua dell'impasto influenza la resistenza delle malte.

Per campioni di muratura soggetti a compressione e realizzati con i materiali della sperimentazione discussa nel successivo Capitolo 4, si riporta che:

<sup>11</sup>Misurata in accordo con le normative di riferimento per le malte.



(a)



(b)

Figura 3.42: Dilatanza al primo ciclo per doppietto (a) e giunto con partizione interposta (b).



Figura 3.43: Fessurazione a taglio nel letto di malta.

- la resistenza media a compressione in direzione perpendicolare ai letti di malta è di circa 1,3 MPa, con modulo elastico tangente<sup>12</sup> di circa 45 MPa; la deformazione al picco di resistenza è valutata attorno al 5 %, il coefficiente di Poisson iniziale 0,1;
- la resistenza media a compressione in direzione parallela ai letti di malta è di 1 MPa, il modulo elastico di circa 75 MPa e la deformazione al picco di circa 1,9 %;
- la debolezza della matrice implica fenomeni di danneggiamento già a partire da carichi bassi. Sembra plausibile poter escludere una fase di comportamento puramente elastico;
- la previsione del carico di rottura, con formulazioni empiriche o analitiche diffuse, pur nell'esiguità della base di riferimento, non sembra affidabile.

Per le prove a taglio su giunti di muratura in terra cruda (doppietti mattone-mattone), si indica che:

- l'angolo di attrito misurato in fase di picco è di circa 56°, con coesione 0,02 MPa. Il residuo si attesta su circa 30 – 40 a seconda dei materiali, con coesione praticamente nulla (inferiore di 1 – 2 ordini di grandezza, ma si tratta di un valore “matematico” da interpolazione)<sup>13</sup>;
- la resistenza residua post-picco tende a stabilizzarsi dopo 2 – 3 cicli; il degrado è direttamente dipendente dal massimo spostamento raggiunto nella storia di carico. I valori di resistenza residua, per uno stesso materiale di base, sono uniformi, a causa del letto di detrito generato dall'abrasione, per cui diventa importante la granulometria dei materiali e la coesione interna delle matrici;
- nei casi in cui è stata misurata, la dilatanza iniziale si è attestata su valori di circa 0,2, tendendo nei cicli a valori negativi, più rapidamente nei casi di precompressione maggiore.

<sup>12</sup>Secante in fase macroscopicamente lineare.

<sup>13</sup>Si sottolinea che i valori di resistenza a taglio, che comunque rispondono alla legge di *Mohr-Coulomb*, sono una media spaziale di sforzi di varia origine (principali di compressione per la concavità delle facce degli *adobe* e tangenziali attritivi, di ingranamento degli inerti e resistenza all'abrasione).

Nel caso di partizioni interposte, come illustrato in Figura 3.23, si sottolinea che:

- l'angolo di attrito si attesta su valori di 25–32; la coesione è generalmente molto bassa e dipendente dai materiali utilizzati;
- la dilatanza è praticamente nulla.

### 3.5 Conclusioni

La terra cruda è un materiale poco conosciuto, studiato e normato. Al fine di definire la meccanica di assemblaggi minimi soggetti a sollecitazioni quasi-statiche, sia nell'ottica della comprensione di comportamenti a livello strutturale che in previsione di simulazioni numeriche, si sono rese necessarie alcune semplici prove di caratterizzazione.

I tratti comuni dei materiali e degli assemblaggi analizzati sono la debolezza meccanica e la cedevolezza. Ogni forma di coesione e/o incollaggio della matrice è affidata a legami elettrostatici tra fillosilicati di argilla di limitata entità.

Prendendo in esame materiale commerciale di varia origine, si è notato in generale un comportamento abbastanza uniforme per malta e mattoni: elasto-fragile o quasi-fragile a trazione, in funzione del contenuto di fibre e della composizione della matrice, lineare-*hardening-softening* a compressione.

Le caratteristiche meccaniche degli assemblaggi sono generalmente peggiori di quelle dei materiali; tuttavia, tale aspetto è probabilmente influenzato da geometria e dimensioni degli elementi, in termini che saranno meglio chiariti in Capitolo 5.

Le prove a taglio condotte sono finalizzate alla valutazione della possibilità di creazione di superfici di scorrimento preferenziale nei pannelli di tamponamento, lungo le quali si intende circoscrivere tutto il danneggiamento a taglio, per sfruttare e controllare il meccanismo stabile di scorrimento attritivo. Per questo motivo è stato indagato sia il comportamento di doppietti tradizionali che quello di giunti con linea di debolezza inserita.

La compatibilità chimica e granulometrica di malta e mattoni non è spesso garanzia di incollaggio tra gli elementi; a tale ultimo fattore è subordinata anche la resistenza a taglio prepicco dei giunti.

Il ruolo della scabrezza delle superfici di rottura è determinante per valutare la resistenza a taglio dei giunti, soprattutto in fase immediatamente successiva al picco. Proprio tale fattore rende difficilmente generalizzabile il comportamento per la terra cruda, le cui caratteristiche superficiali sono determinate dalla granulometria degli inerti e dalla presenza di fibre.

Successivamente, l'interfaccia di scorrimento subisce una forte abrasione nel corso di sollecitazioni cicliche che genera un letto di detrito sul quale scorrono i mattoni.

La dilatanza, intesa come parametro fisico, consta di un contributo locale dovuto alla scabrezza e di un contributo globale geometrico legato alla concavità tipica dei mattoni di terra cruda.

L'inserimento di partizioni, nello specifico semplici tavole di legno, garantisce una resistenza minore al giunto ed un comportamento praticamente nondilatante.

Per il livello di indagine del capitolo, è confermata la possibilità di creare linee di debolezza nei tamponamenti attraverso la disposizione di partizioni.

## Sperimentazione su tamponamenti in scala reale

Le frottement des bois glissant à sec sur les bois, oppose, après un temps suffisante de repos, une résistance proportionnelle aux pressions [...].

Lorsque les bois glissent à sec sur les bois avec une vitesse quelconque, le frottement est encore proportionnel aux pressions; mais son intensité est beaucoup moindre de celle que l'on éprouve en détachant les surfaces après quelques minutes de repos [...].

---

Charles Augustin de Coulomb  
Théorie des machines simples

Nel corso del capitolo che segue verranno illustrate le prove di carico laterale in piano condotte su elementi in scala reale al fine di valutare la possibilità di rendere compatibile la deformabilità di tamponamenti e telai attraverso semplici accorgimenti tecnici e tecnologici.

L'idea che si vuole perseguire è quella di rendere i tamponamenti duttili attraverso la scelta di materiali e/o l'inserimento di partizioni che rompano la continuità dei pannelli, per forzare e sfruttare il meccanismo stabile di scorri-



mento attritivo. In altri termini, anzichè subire la fragilità dei tamponamenti, si vuole indirizzarne costruttivamente la presenza progettando un meccanismo di collasso, fatto che può essere interpretato come applicazione del *capacity design* anche a elementi sismoresistenti ritenuti secondari.

Mann *e altri* (1988) suggerivano che l'utilizzo di malta debole e mattoni forti potesse essere funzionale all'obiettivo di garantire duttilità alle murature; in generale, la fessurazione orizzontale lungo i letti di malta è un meccanismo in grado di offrire capacità di spostamento teoricamente illimitata (Magenes e Calvi (1997)); inoltre, la presenza di discontinuità fisicamente connotate costituisce una barriera alla propagazione delle fessure, come sembra testimoniare la storia delle costruzioni "antisismiche" tradizionali (Langenbach (2006)).

Le tematiche a cui si cerca di dare una risposta sono di carattere prestazionale, schematicamente elencate di seguito:

		limitazione interazione struttura-tamponamento
aspetto	↗	
ingegneristico	↘	ricerca di comportamento ciclico stabile e dissipativo
aspetto	→	limitazione danni post-sismici
economico		

Un approccio di questo genere volge l'attenzione progettuale verso eventi tali da indurre condizioni ultime, nel corso dei quali la struttura può trarre vantaggio da una dissipazione stabile e da una serie meccanismi duttili uniformemente diffusi<sup>1</sup>; la limitazione dell'interazione strutturale toglie tuttavia risorse resistenti ed irrigidenti per eventi di intensità moderata, in cui i tamponamenti fungono spesso da scudo protettivo per la struttura sismoresistente primaria.

## 4.1 Presupposti teorici alla base del modello

Le prove sperimentali che verranno presentate, in scala reale, sono finalizzate a studiare il comportamento di particolari tamponamenti, volutamente deboli

<sup>1</sup>Prevenendo fenomeni di localizzazione imputabili, spesso, anche alla fragilità dei tamponamenti.

o indeboliti, in condizioni di degrado avanzato per il telaio, compatibili con eventi sismici di grande intensità. L'attenzione è rivolta ai tamponamenti, di cui si vuole verificare la duttilità, piuttosto che all'interazione di questi con gli elementi del telaio. Per questo motivo, il cinematicismo imposto alla prova corrisponde alla fase in cui le cerniere plastiche si sono già sviluppate nel telaio (Figura 4.1).

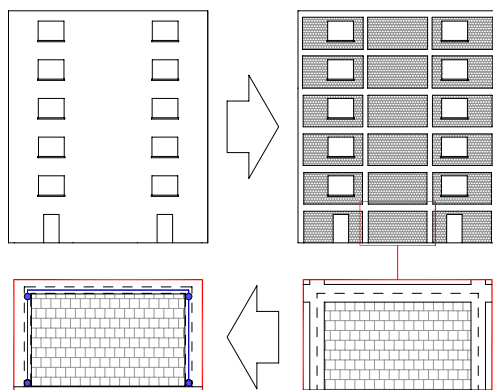


Figura 4.1: Percorso concettuale dalla struttura reale al modello sperimentale.

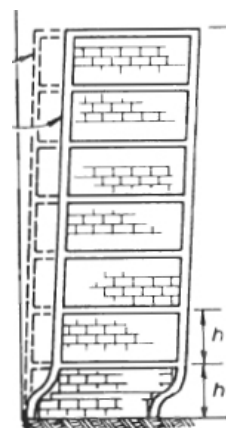


Figura 4.2: Deformata piano terra telaio tamponato, Paulay e Priestley (1992).

Il telaio, realizzato in acciaio per garantirne la possibilità di utilizzo per più prove, è caratterizzato da 4 cerniere in acciaio (plastiche, ma di resistenza molto bassa) localizzate sui pilastri. Nonostante il criterio della gerarchia delle resistenze preveda la formazione di cerniere alle estremità delle travi ed alla base dei pilastri, la presenza dei tamponamenti tende a localizzare la richiesta di deformazione nel piano in cui per primo si sviluppa il collasso di un numero sufficiente di tamponamenti. Numerose sono le evidenze della formazione di meccanismo a pendolo inverso, con cerniere plastiche alle estremità dei pilastri di uno stesso piano, per errata progettazione (ad esempio in edifici a *pilotis*) o a causa del danneggiamento dei tamponamenti<sup>2</sup> (Figura 4.2 e sezione 2.2.1).

<sup>2</sup>Tuttavia, se un edificio è concepito come *pilotis* in fase di progetto strutturale, considerare tutto il piano terra come zona critica porta a disporre nei pilastri armatura adeguata a garantire la duttilità richiesta (in costruzioni in *c.a.*). Se il piano debole si generasse per danneggiamento, la richiesta di spostamento giungerebbe imprevista, e potrebbe essere

Una configurazione del banco a 4 cerniere sui pilastri garantisce la possibilità di applicare il carico direttamente in asse alla trave superiore che, grazie ad un sistema di vincoli adeguatamente progettato, risulta traslare parallelamente al suolo.

Sebbene sia dimostrato che per telai variamente tamponati, multipiano e multicampata, il comportamento di un singolo portale possa essere differente da quello dello stesso portale nel contesto di una struttura (si veda ad esempio il lavoro di D'Ayala *e altri* (2009)), si è ritenuto di poter transigere su questa considerazione proprio perchè la scelta di base di indebolire i tamponamenti può rispondere anche a questa problematica di redistribuzione strutturale di fenomeni locali.

Le prove sono consistite nell'applicazione di sollecitazioni taglienti cicliche, sotto forma di spostamenti imposti tramite martinetto elettromeccanico in regime quasi statico, al fine di simulare gli effetti di un terremoto sulla struttura.

## 4.2 Descrizione campioni testati

La geometria del tamponamento ( $293 \times 246$  cm,  $b \times h$ ), sebbene non comune nelle strutture reali, configura comunque una situazione critica, poichè permette la formazione di un puntone inclinato di circa  $45^\circ$  nei tamponamenti costruiti secondo la tecnica tradizionale.

L'indagine ha riguardato sia tamponamenti in laterizio forato che in terra cruda, al fine di permettere un confronto più efficace tra vari elementi testati in una stessa tipologia di prova.

Le soluzioni di tamponamento testate sono state 4, in aggiunta al caso di telaio nudo:

1. tamponamento in laterizio, tecnica tradizionale: blocchi in Poroton allettati con malta di calce, costruito secondo tecnica tradizionale con giunti sfalsati;
2. tamponamento in laterizio, 2 partizioni: come il caso precedente, ma la continuità è interrotta da 2 partizioni orizzontali in acciaio sagomato;

---

superiore alla capacità degli elementi strutturali coinvolti.

3. tamponamento in terra cruda, tecnica tradizionale: tamponamento realizzato con *adobe* CNLM allettati con malta di terra CNLS<sup>3</sup>, costruito secondo tecnica tradizionale con giunti sfalsati;
4. tamponamento in terra cruda, 3 partizioni: come il caso precedente, ma la continuità è interrotta da 3 partizioni orizzontali in legno grezzo.

Particolari più dettagliati dei prototipi sono presentati di seguito.

#### 4.2.1 Telaio base

Il telaio all'interno del quale vengono costruiti i tamponamenti al fine di simulare condizioni al contorno per muratura confinata è in acciaio (*S355*), caratterizzato dalla geometria di Figura 4.3.

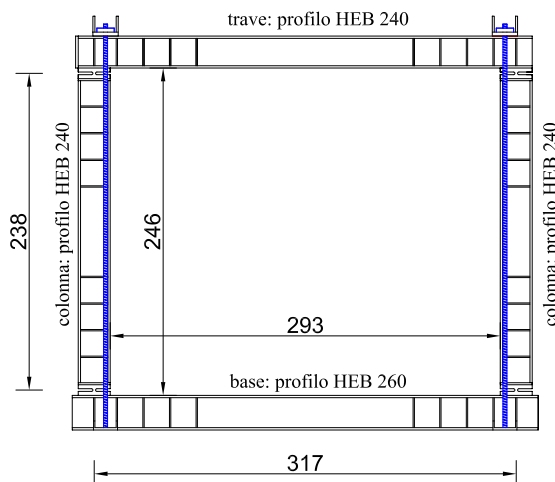


Figura 4.3: Geometria banco di prova.

Le cerniere “plastiche” sono realizzate in acciaio e solidarizzate agli elementi del telaio tramite unioni bullonate (Figura 4.4). Tali elementi sono ottenuti per fresatura di un blocco monolitico di acciaio. La resistenza a flessione delle cerniere, da semplici considerazioni, può essere stimata secondo:

$$M_y = \frac{f_y \cdot B \cdot H^2}{4} = 8,5 \text{ kNm}, \quad (4.1)$$

<sup>3</sup>Per le caratteristiche meccaniche dei materiali si rimanda a Capitolo 3.

da cui risulta una forza sul telaio per la plasticizzazione delle cerniere pari a:

$$F_y = \frac{4 \cdot M_p}{H} \approx 15 \text{ kN}. \quad (4.2)$$

Lo spessore delle cerniere è calcolato in modo tale da garantire sovraresistenza a taglio nel caso di tamponamenti al limite superiore di resistenza (stimato, sulla base della letteratura scientifica in merito, in 500 kN di forza di taglio).

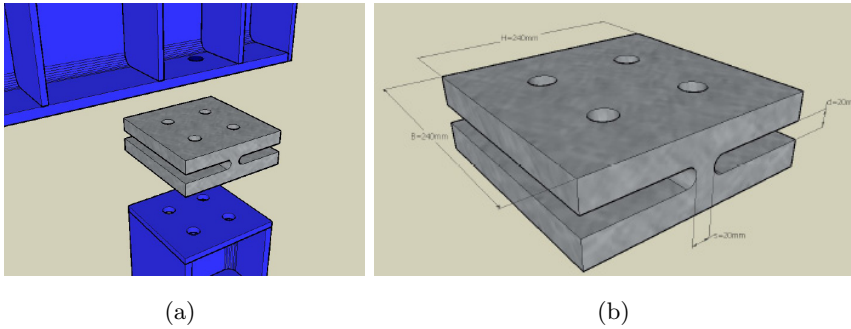


Figura 4.4: Particolare nodo trave pilastro con cerniera (a) e cerniera (b).

Il telaio di prova è stato progettato perchè la plasticizzazione abbia luogo esclusivamente nelle cerniere.

#### 4.2.2 Laterizio tradizionale

Tamponamento con spessore di 20 cm costruito in aderenza al telaio in acciaio, realizzato con blocchi in laterizio alveolato liscio (Poroton P700<sup>4</sup>), con giunti di malta premiscelata a base di calce<sup>5</sup>, continui in direzione orizzontale e discontinui in direzione verticale.

La malta utilizzata è volutamente abbastanza debole per favorire una possibile rottura lungo i letti di malta stessi.

L'aderenza all'interfaccia inferiore telaio-tamponamento è stata modificata attraverso la saldatura al telaio di una rete in acciaio.

La soluzione è il termine di paragone a cui ci si riferirà come "tamponamento tradizionale".

<sup>4</sup>Dimensioni: 25 × 20 × 19 cm,  $\rho_{lorda}$  = 810 kg/m<sup>3</sup>, resistenza a compressione perpendicolare alla faccia di base > 10 MPa, alla testa > 2,2 MPa.

<sup>5</sup>Classe M5; resistenza a flessione a 28 gg > 3 MPa, resistenza a compressione a 28 gg > 7 MPa.

### 4.2.3 Laterizio 2 partizioni

I materiali sono i medesimi della prova precedente. Nell'ottica di disporre linee di discontinuità che rendano duttile il tamponamento e limitino la propagazione delle fessure, sono state annegate nei letti di malta, alla quota di  $1/3$  e  $2/3$  dell'altezza della parete, 2 partizioni doppie lineari in acciaio inox sagomato (Figura 4.5).

La sagomatura dell'acciaio è realizzata con l'intento di limitare geometricamente il rischio di scivolamento fuori piano (Figura 4.6). La larghezza delle partizioni, 15 cm, è inferiore allo spessore della muratura.

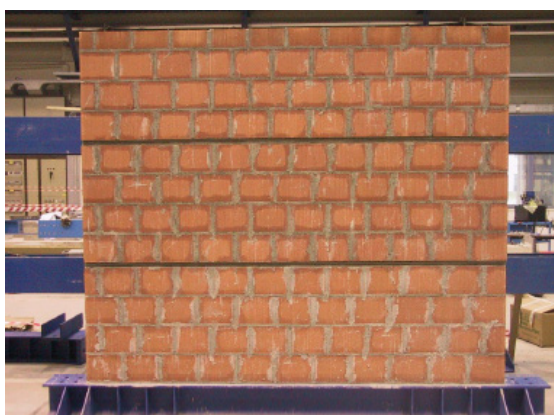


Figura 4.5: Tamponamento in laterizio tradizionale alveolato con partizioni in acciaio.



Figura 4.6: Particolare partizione in acciaio inox.

La prova è volta a mostrare l'effetto della presenza di partizioni, in termini di duttilità strutturale e capacità di controllo della fessurazione, per un materiale di tamponamento rigido.

### 4.2.4 Terra cruda tradizionale

Tamponamento in terra cruda, realizzato con malta CNLS e *adobe* CNLM, secondo tecnica tradizionale. Lo spessore della muratura è di 12 cm, pari ad una singola testa.

Realizzato in aderenza alla parete, il pannello ha manifestato un evidente ritiro soprattutto in direzione gravitazionale, che ha richiesto ripristino dell'aderenza attraverso aggiunta di malta.

Tale aspetto riveste un ruolo importante per l'utilizzo di terra cruda con finalità di tamponamento, poichè genera fessure lungo le superfici di interfaccia (anche a causa della bassa resistenza a trazione dell'incollaggio malta-acciaio) che limitano la resistenza fuori piano del manufatto<sup>6</sup>, configurando un comportamento a mensola. Tale problematica non riguarda edifici a struttura portante in terra cruda, dove l'assestamento dimensionale in fase di essiccazione è regolato dal peso, stabilizzante in tal senso, degli impalcati.

I giunti di malta sono pieni. La costruzione è stata realizzata in due distinte fasi che possono essere notate in Figura 4.7.



Figura 4.7: Tamponamento in terra cruda costruito secondo tecnica tradizionale.

La finalità della prova è quella di valutare rigidità, resistenza e quadro fessurativo di un tamponamento debole a causa della scelta del materiale.

#### 4.2.5 Terra cruda 3 partizioni

I materiali utilizzati sono gli stessi della prova precedente. La suddivisione della parete in 4 parti (Figura 4.8) attraverso elementi in legno grezzo risponde essenzialmente all'esigenza di concentrare tutto il danno lungo le linee di scorrimento, preservando l'integrità del resto del tamponamento.

---

<sup>6</sup>Anche in caso di aderenza, tamponamenti in terra cruda sarebbero probabilmente vulnerabili a sollecitazioni fuori piano, poichè il meccanismo resistente ad arco è determinato da rapporto d'aspetto del tamponamento,  $h/t$ , e dalla rigidità del materiale, svantaggiosa per la terra cruda.

Le partizioni, dello spessore di 20 mm, annegate in un letto di malta (Figura 4.9), sono solidarizzate al telaio tramite squadrette in acciaio. Queste sono state saldate ai pilastri dopo la stabilizzazione dimensionale per ritiro del tamponamento, al fine di evitare sollecitazione flettente sulle partizioni. La scelta del legno è legata ad una questione di compatibilità igrometrica dei materiali.

Il numero di partizioni è stato suggerito da una modellazione numerica, ed è finalizzato alla limitazione del danneggiamento.

L'orientamento delle partizioni (orizzontale) risponde ad esigenze di prevenzione del ribaltamento fuori piano, che potrebbero sussistere in caso di partizioni verticali. Poichè le partizioni sono solidarizzate al telaio, diminuisce il rapporto d'aspetto del meccanismo resistente ad arco<sup>7</sup>; quindi, è più probabile attendersi un meccanismo fuori piano di scorrimento dei blocchi stessi con particolare vulnerabilità per quelli a quote maggiori, dove la sollecitazione normale ai giunti, e di conseguenza la resistenza attritiva, è minore (minore confinamento da peso proprio).



Figura 4.8: Tamponamento in terra cruda con partizioni in legno.



Figura 4.9: Particolare inserimento partizione in legno nella struttura.

In sommità, a causa della perdita di volume per ritiro (stimabile in valori di 0,5–2% in letteratura, di  $\approx 1,5\% = 4\text{ cm}$  dopo 18 giorni di “maturazione” nello specifico; Figura 4.10(a)), è stata disposta una cuffia in legno, di sezione ad *U* rovescia, poi solidarizzata tramite squadrette al telaio per vincolare il blocco di tamponamento superiore al ribaltamento fuori piano (Figura 4.10(b)).

<sup>7</sup>Le condizioni di vincolo di tale arco sono incerte; tuttavia, in forma semplificata, la snellezza diminuisce di un numero di volte pari al numero di partizioni +1.



La cuffia non aderisce perfettamente alla parete, ma lascia una luce di alcuni millimetri a causa dell'irregolarità della sommità della muratura. Anche riempire tale vuoto è sembrato inutile poichè, se lo spessore fosse stato tale da rendere possibile l'operazione, il ritiro conseguente avrebbe riproposto lo stesso problema.

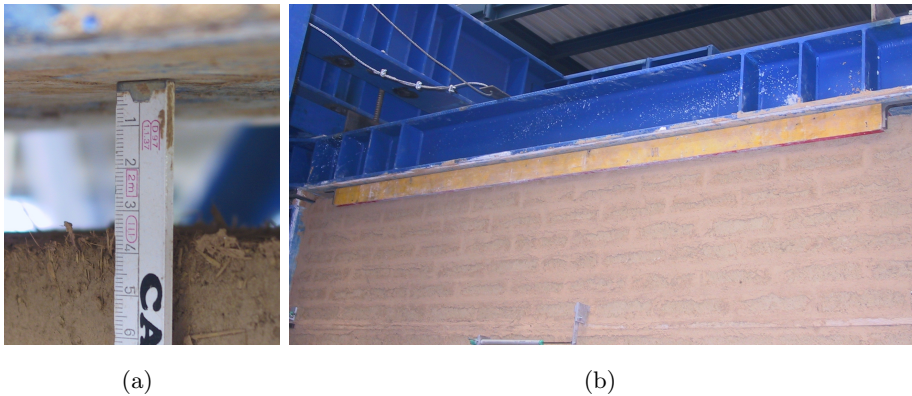


Figura 4.10: Apertura di fessura da ritiro a 18 gg di essiccazione (a) e particolare della cuffia di ritenzione fuori piano (b).

La prova è finalizzata principalmente alla valutazione della capacità di controllo del panorama fessurativo da parte delle partizioni per materiale di tamponamento debole.

### 4.3 Sistemi di contrasto, carico e strumentazione

Il contrasto è stato realizzato tramite telaio in acciaio controventato (Figura 4.11(a)). Al fine di equilibrare il momento ribaltante, in prossimità delle colonne del telaio sono state disposte 2 + 2 barre *Dywidag*, pretese ad un livello tale da impedire la parzializzazione del contatto alla base del telaio<sup>8</sup> e da garantire stabilità a ribaltamento fuori piano. Il collegamento tra il sistema di precompressione di cui sopra ed il telaio di prova è realizzato attraverso un profilo in acciaio a forma di U, dotato di un sistema di ricentraggio manuale<sup>9</sup> (Figura 4.11(b)); l'attrito relativo tra questi elementi è limitato da un

<sup>8</sup>Lo scopo non è quindi quello di simulare il carico dei piani sovrastanti.

<sup>9</sup>Previsto per evitare sollecitazioni di taglio eccessive nelle barre.

*sandwich* teflon-acciaio specchiato-teflon, con coefficiente di attrito pari a circa 0,1.

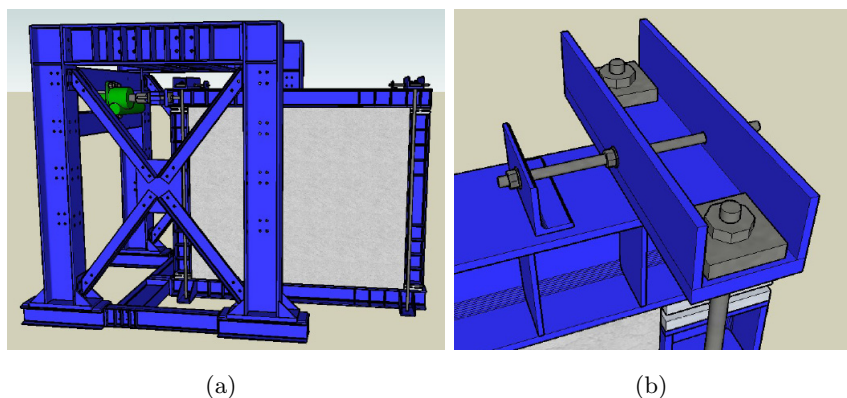


Figura 4.11: Banco di contrasto per prove su telai tamponati (a) e particolare bilancino di precompressione e sistema di ricentraggio (b).

Il carico è applicato tramite martinetti elettromeccanici, agenti in controllo di spostamento, di capacità massima 500 kN e 200 kN<sup>10</sup> di forza. Il trasferimento del carico tra martinetto e trave del telaio avviene attraverso una cuffia cui sono fissate una cella per la misura della forza di compressione (capacità 1000 kN) ed una coppia di barre strumentate per la misura della forza di trazione (tarate fino a 250 kN l'una, Figura 4.12).

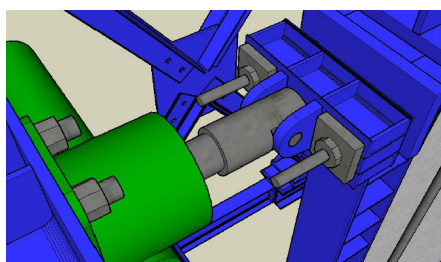


Figura 4.12: sistema di applicazione e misura carico.

La strumentazione delle varie prove, in riferimento all'illustrazione di Figura 4.13, è consistita in deformometri resistivi centesimali per la misura di:

**base:** spostamento della base superiore ed inferiore del telaio;

<sup>10</sup>Solo per le prove su pareti in terra cruda partita.

- tipo A:** deformazione diagonale negli angoli, base di misura 52 cm ( $n = 4$ );
- tipo B:** deformazione diagonale al centro della parete, base di misura 52 cm ( $n = 2$ );
- tipo C:** deformazione diagonale media della parete, base di misura 380 cm ( $n = 4$ );
- tipo D:** apertura/chiusura del contatto tamponamento-telaio ( $n = 6$ );
- tipo E:** scorrimento relativo lungo le partizioni ( $n = 3$  o  $n = 4$ ).

L'effettiva disposizione della strumentazione è tabulata in Tabella 4.1; immagini della strumentazione sono riportati nelle Figure 4.13 e 4.14.

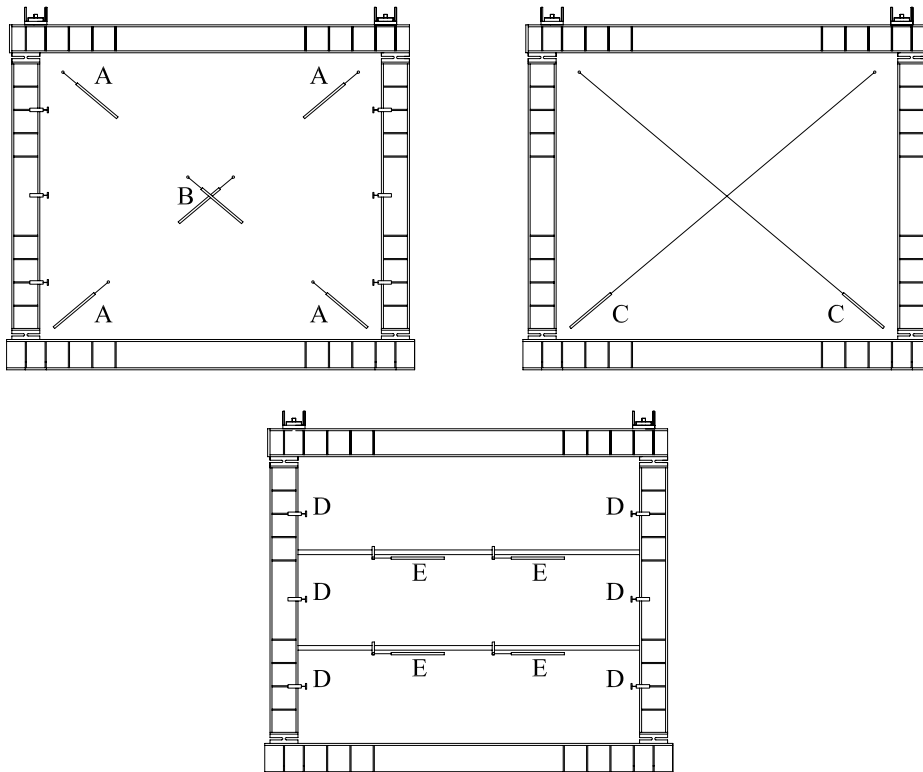


Figura 4.13: Strumentazione per la valutazione di spostamenti e deformazioni nei tamponamenti.

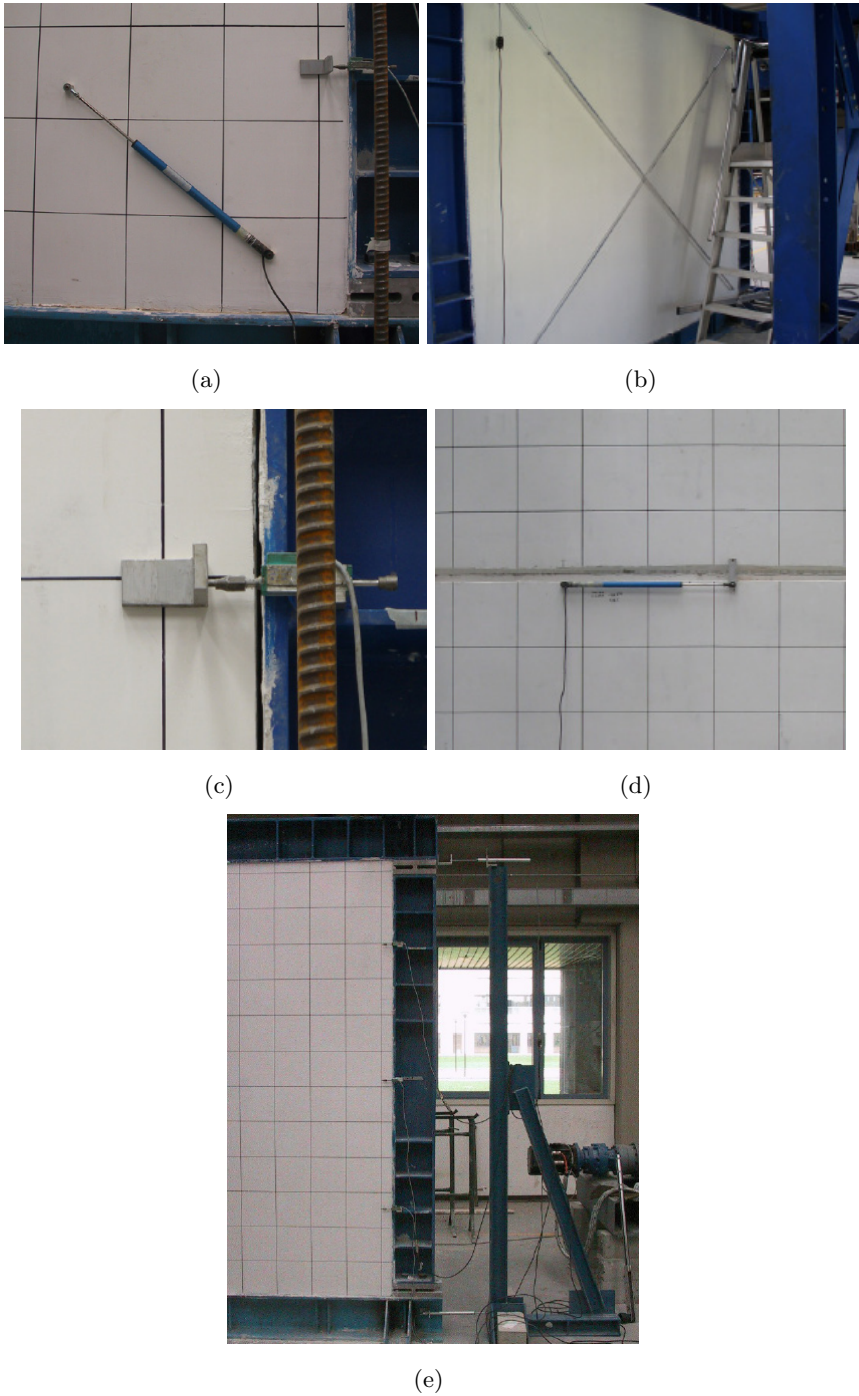


Figura 4.14: Strumenti utilizzati nelle prove: di tipo A e B (a), tipo C (b), tipo D (c), tipo E (d) e sistema di riferimento fisso per la misura dello spostamento.

Tabella 4.1: Strumentazione pareti testate in scala reale.

Prova	Strumentazione					
	Base	A	B	C	D	E
telaio nudo	●	○	○	○	○	○
tamponamento laterizio tradizionale	●	●	●	●	●	○
tamponamento laterizio partito	●	○	○	○	●	●
tamponamento terra cruda tradizionale	●	○	●	●	●	○
tamponamento terra cruda partito	●	○	○	○	●	●

## 4.4 Risultati prove sperimentali

### 4.4.1 Telaio nudo

Il telaio nudo, progettato per simulare le condizioni al contorno per il tamponamento, ha una resistenza molto bassa che dipende dalla precompressione, applicata al sistema per motivi di equilibrio. Perciò è stato assunto un valore indicativo di forza di snervamento pari a 15 kN (linea scura in Figura 4.15).

In condizioni di assenza di precompressione, al termine delle prove su pareti tamponate, il comportamento ciclico è quello indicato dalla linea chiara di Figura 4.15.

La rigidità iniziale del telaio può essere stimata in  $\approx 700$  kN/m.

### 4.4.2 Laterizio tradizionale

La soluzione di tamponamento in laterizio costruito con tecnica tradizionale, assunto come riferimento per tutte le altre prove, è stata sottoposta ai cicli di carico di Figura 4.16, ottenendo la curva di Figura 4.17.

Ipotizzando che, in fase iniziale, il contatto parete-telaio sia tale da non configurare una condizione “confinata”, è possibile stimare il modulo a taglio<sup>11</sup> della parete (trascurando il telaio) in  $\approx 550$  MPa.

I primi 9 cicli, fino al raggiungimento di un *drift* pari a 0,25 %, hanno visto la parete rispondere praticamente senza danneggiamento. Nel primo ciclo di *drift* = 0,25 % si genera una fessura di scorrimento orizzontale circa a metà

<sup>11</sup> $G_w = \frac{f_w}{\gamma_w} = \frac{F}{l_w t_w} \cdot \frac{1}{\gamma_w}$ .

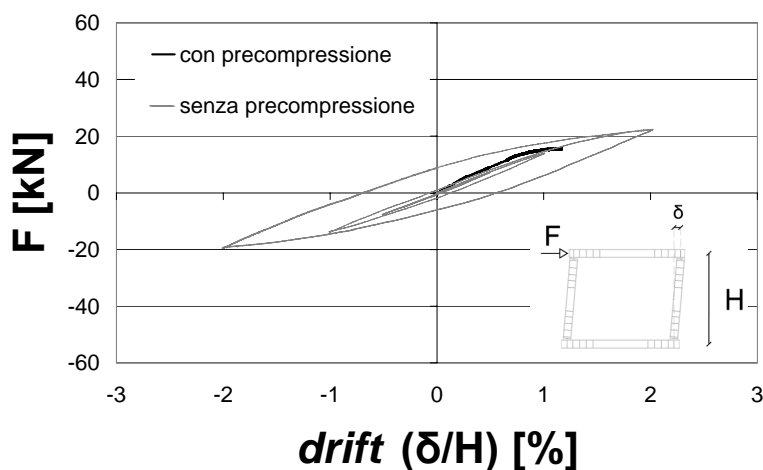


Figura 4.15: Curva di carico monotono per telaio nudo.

altezza della parete, in corrispondenza di un letto di malta, oltre a varie altre fessure a gradino lungo i giunti di malta (Figura 4.19(a)). Già in queste fasi si ha schiacciamento negli angoli, dovuto alla bassa qualità della malta di riempimento dell'interstizio telaio-tamponamento. L'asimmetria delle fasi di carico iniziali può essere dovuta alla non uniformità della distribuzione di tale malta.

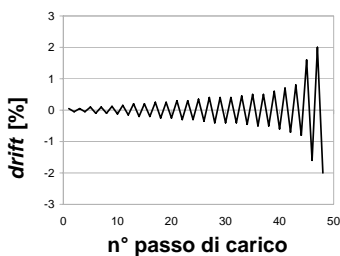


Figura 4.16: Cicli di carico della prova su tamponamento in laterizio costruito con tecnica tradizionale.

Nel corso dei cicli che vanno da 0,25 % a 0,5 % di *drift*, caratteristici per lo stato limite di danno, si forma il meccanismo di collasso finale: la fessura orizzontale mostra scorrimento crescente e, contemporaneamente, lo sviluppo di trazioni per effetto puntone aumenta ampiezza e diffusione delle fessure a gradino lungo le diagonali caricate. Si nota inoltre l'insorgenza di fenomeni di *crushing* d'angolo in corrispondenza dello spigolo caricato superiore, ove la qualità del confinamento è peggiore (Figura 4.19(b)). L'asimmetria di carico precedente scompare con lo sviluppo del meccanismo a puntone.

I cicli compatibili con condizioni ultime, pressochè simmetrici, mostrano una resistenza praticamente costante fino a  $drift = 1,5\%$ , cui segue un degrado

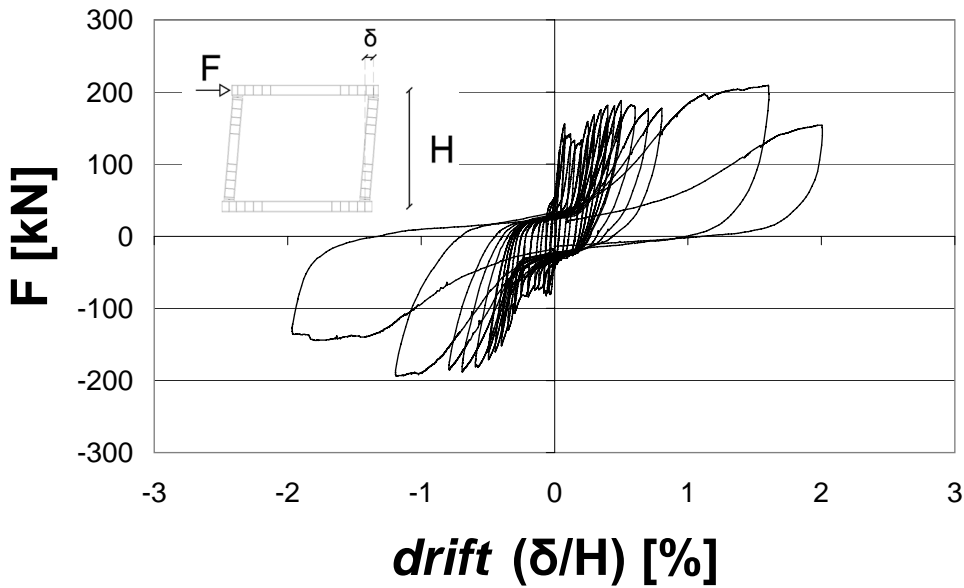


Figura 4.17: Curva forza-drift per telaio tamponato in laterizio costruito secondo tecnica tradizionale.

del 25% nell'ultimo ciclo al 2% di *drift*. Il quadro fessurativo sviluppato in condizioni compatibili con *SLD* si amplifica, con apertura di fessura crescente e *crushing* del laterizio diffuso in tutta la struttura (Figure 4.19(c) e 4.19(d)).

La resistenza di picco del sistema, pari a  $\approx 200$  kN, configura il tamponamento come più debole rispetto a quelli attualmente più diffusi, che sono caratterizzati da malta più resistente.

I cicli mostrano un evidente *pinching* già a partire dalle fasi iniziali di sollecitazione.

Analizzando la curva di involucro dettagliata di Figura 4.18 (linea scura tratteggiata), si possono distinguere varie fasi, ricostruite a posteriori sulla base del panorama fessurativo:

1. per *drift*  $< 0,1\%$  il tamponamento è integro, con massima rigidezza del sistema;
2. per *drift* fino a  $0,2\%$  ha inizio l'interazione telaio-tamponamento con formazione delle prime fessure verticali e calo di resistenza, probabilmente dovuto anche allo schiacciamento della malta di riempimento;

3. per *drift* fino a 0,5 % si sviluppa l'interazione sotto forma di puntone diagonale; la bassa qualità dell'interfaccia telaio-tamponamento porta alla formazione di una fessura orizzontale passante (Figura 4.19(b)); è una fase di irrigidimento ed aumento della resistenza governata dal contatto telaio-tamponamento;
4. per *drift* fino a 1,2 – 1,5 % la resistenza è pressochè costante; l'aumento dell'effetto-puntone, per motivi geometrici, porta a fenomeni di *crushing* locale ed evidente scorrimento lungo la fessura orizzontale;
5. la perdita di resistenza è connessa alla formazione del meccanismo finale, caratterizzato da *crushing* diffuso, scorrimento lungo la fessura orizzontale e fessurazione diagonale.

L'asimmetria di comportamento rende difficile la semplificazione della curva di involucro, che può essere considerata una bilineare almeno per valori di spostamento positivi, con snervamento per *drift* = 0,1 % e forza  $F_y = 170$  kN, dopodichè la rigidezza diminuisce ad 1/50 del valore iniziale fino a *drift*  $\approx$  1,6 %; l'approssimazione è peggiore nel caso di valori di spostamento negativi.

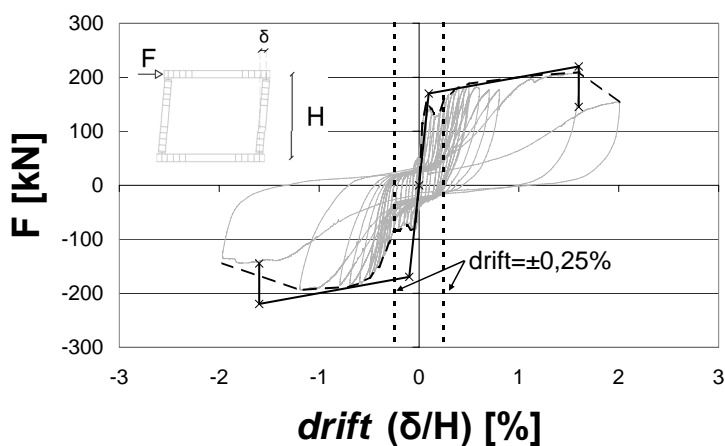


Figura 4.18: Involuppo curva forza-drift per telaio tamponato in laterizio costruito con tecnica tradizionale.

A commento finale, è necessario evidenziare come il quadro fessurativo possa essere spiegato con la concomitanza di due fattori: una cattiva qualità



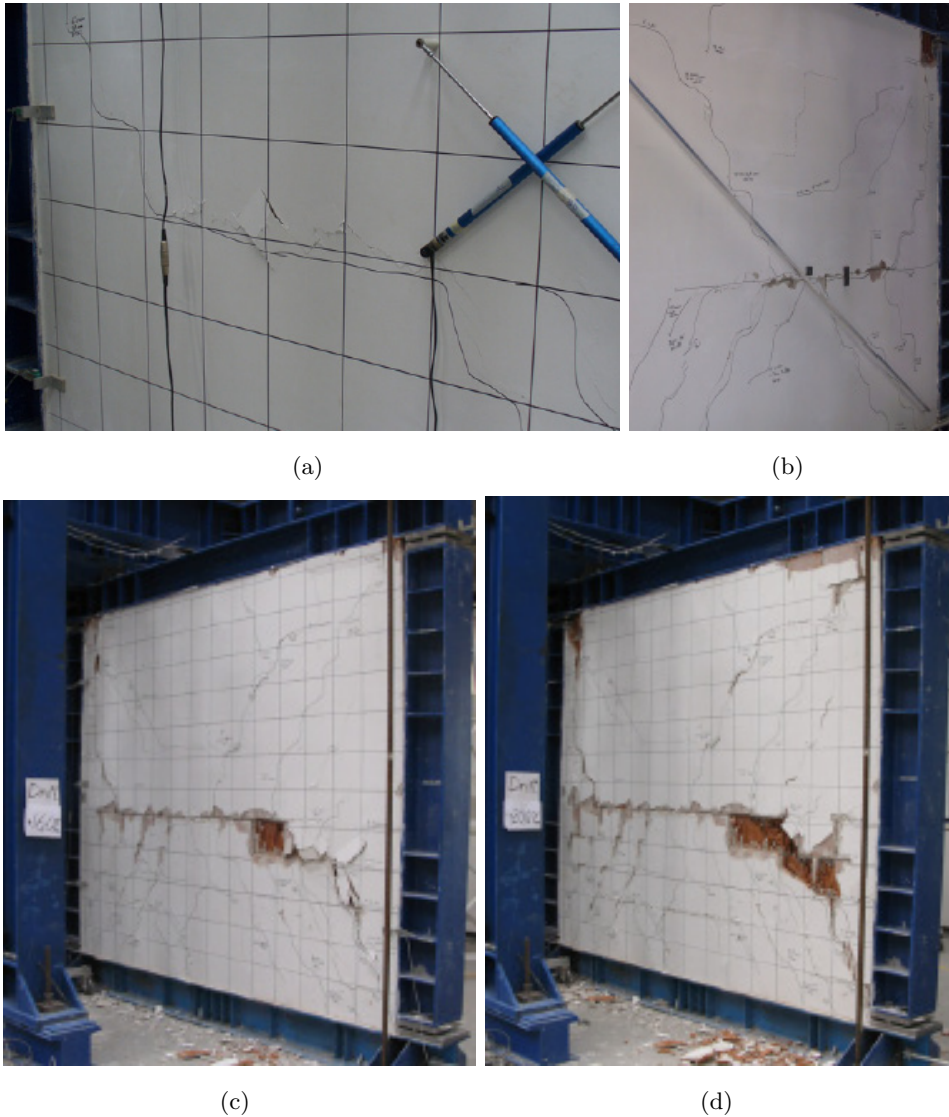


Figura 4.19: Quadro fessurativo della parete in laterizio tamponata secondo tecnica tradizionale: particolare fessura orizzontale (drift = 0,25%, a); fessurazione per drift = 0,5%, compatibile con sisma da SLD (b); evoluzione finale verso collasso, drift = 1,6% (c) e drift = 2% (d).

del confinamento<sup>12</sup> e malta debole rispetto ai blocchi di laterizio. Sulla base di queste considerazioni, è evidente che in fase iniziale si manifesti un comportamento più “a muratura” che “a tamponamento”, fatto che porta alla formazione della fessura orizzontale.

Tale fessura domina il comportamento globale, e potrebbe configurare un cinematismo critico a livello sismico, quello di colonna breve. Il problema dell’interazione è quindi più significativo, in questo caso, in termini di cinematismo imposto alla struttura che in termini di forze di contatto.

Il panorama di danno registrato non consentirebbe il recupero post-sismico del pannello di tamponamento a costi convenienti.

#### 4.4.3 Laterizio 2 partizioni

La seconda prova, condotta per valutare l’effetto di partizioni su resistenza, rigidità e panorama fessurativo del tamponamento, è caratterizzata da una qualità di confinamento migliore della precedente. La soluzione proposta è stata sottoposta ai cicli di Figura 4.20.

Già per cicli di ampiezza limitata ( $drift \approx 0,1\%$ ) si manifesta uno scorrimento relativo tra il blocco di tamponamento superiore e quello centrale. La stima del modulo a taglio del sistema integro “monolitico”, che di fatto rappresenta una situazione deformativa molto limitata (quindi praticamente senza connotazioni sismiche), è di  $\approx 480$  MPa.

Nel corso dei cicli successivi (per  $drift > 0,2\%$ ), si attiva anche lo scorrimento relativo tra i blocchi inferiore e centrale. Interessante notare come la somma degli scorrimenti relativi tra le partizioni sia molto simile allo spostamento totale misurato sulla trave, fatto che indica uno scorrimento rigido dei blocchi, almeno fino a  $drift$  compatibili con il sisma da *SLD* (Figura 4.21). Per  $drift = 0,5\%$  (spostamento di 12,5 mm), si evidenzia una differenza tra le curve (non tutto lo spostamento è riconducibile allo scorrimento), per cui lo scorrimento attritivo non è l’unico meccanismo attivo nel tamponamento

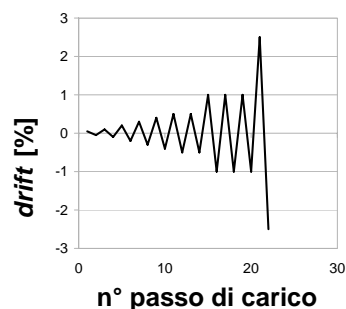


Figura 4.20: Cicli di carico della prova su telaio tamponato in laterizio con partizioni.

<sup>12</sup>Che può essere realistica in presenza di fenomeni di ritiro o basso livello della manodopera.

in questa fase: si può infatti notare un principio di fessurazione diagonale nel blocco inferiore (Figura 4.24(a), in basso a sinistra).

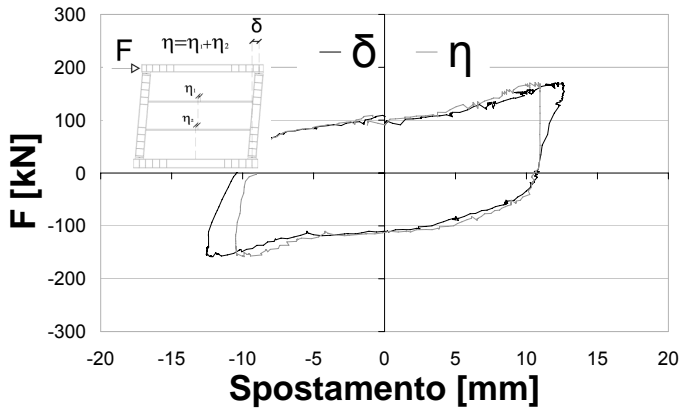


Figura 4.21: Confronto tra spostamento trave e scorrimento relativo blocchi tamponamento,  $drift_{max} = 0,5\%$ .

Aumentando l'ampiezza dei cicli fino a  $drift = 1\%$ , la resistenza tende ad aumentare anche oltre quella del tamponamento costruito secondo tecnica tradizionale. I cicli, di forma tendente ragionevolmente ad un comportamento elasto-plastico incrudente (Figura 4.22), appaiono molto più dissipativi rispetto alla parete non partita, e non si ha evidenza di *pinching*. La fessurazione è principalmente concentrata nel blocco di tamponamento inferiore, localizzata lungo la diagonale globale del pannello (Figura 4.24(b)), dove si evidenziano anche fenomeni di *crushing* locale (oltre che nelle zone di contatto, Figura 4.24(c)<sup>13</sup>).

Proprio la fessurazione diagonale ha rappresentato un aspetto poco atteso. Se da un lato la presenza di partizioni ha limitato la diffusione delle fessure, dall'altro non ne ha impedito la formazione e non ha diminuito la resistenza del tamponamento, due degli obiettivi della prova. La spiegazione del fatto deve essere ricercata nell'attrito lungo le partizioni (coefficiente  $\mu_{statico}$  per contatto acciaio-acciaio pari a 0,7): al crescere dello spostamento, per congruenza, la componente di sforzo perpendicolare alle partizioni tende ad aumentare, incrementando la resistenza a taglio delle partizioni stesse per la legge di *Coulomb*.

<sup>13</sup>L'immagine è riferita al termine della prova, ma il quadro di danno è quello sviluppato al termine della fase appena descritta.

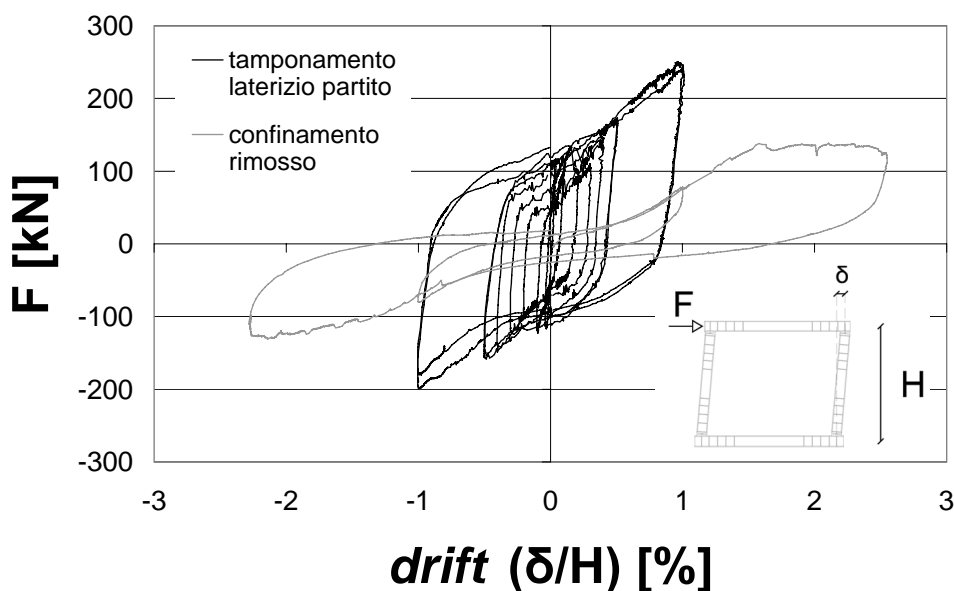


Figura 4.22: Curva forza-drift per telaio tamponato in laterizio con partizioni.

Di fatto, i giunti di scorrimento potrebbero divenire più resistenti dei giunti di malta: dato che la quantità di carico incassata dal pannello dipende dalla rigidità del tamponamento<sup>14</sup>, e che l'inerzia flessionale dei profili sagomati che costituiscono le linee di debolezza è bassa (non consente quindi fenomeni diffusivi alla “trave su suolo elastico”), gli sforzi di taglio trasmessi di blocco in blocco dalle partizioni consentono la formazione, nel caso di materiale di tamponamento rigido, di uno pseudo-puntone diagonale.

Al fine di corroborare tale ipotesi, sono stati effettuati due ulteriori cicli di carico, inibendo la formazione del puntone, effetto ottenuto per rimozione del letto di malta di contatto all'interfaccia telaio-tamponamento superiore. In questo caso, una volta attivato il meccanismo definitivo di scorrimento lungo le partizioni, il comportamento in termini di resistenza è praticamente costante<sup>15</sup>, ma con valori circa pari al 55 % di quelli ottenuti in precedenza (Figura 4.22).

<sup>14</sup>Come sarà mostrato nelle analisi EF.

<sup>15</sup>Il *pinching* dei cicli non è indice di danneggiamento, ma è necessario per stabilire la geometria definitiva del contatto.

In merito al danneggiamento, questo si manifesta solo nella situazione “confinata”, ed è principalmente legato a *crushing* del laterizio, ma molto ridotto rispetto al caso di tamponamento tradizionale (Figura 4.24(c)); dopo la rimozione del contatto non si manifesta ulteriore danneggiamento.

L’involuppo della curva di carico nel caso confinato può essere rappresentato, almeno per i livelli di spostamento indagati ed in forma semplificata, da una bilineare con punto di snervamento per  $drift = 0,1\%$ ,  $F_y = 120$  kN e rigidezza residua pari a  $1/10 - 1/12$  di quella iniziale; la rigidezza di scarico è simile a quella di primo carico (Figura 4.23).

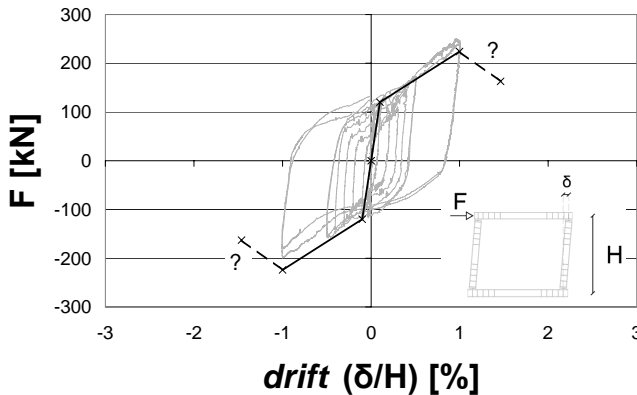
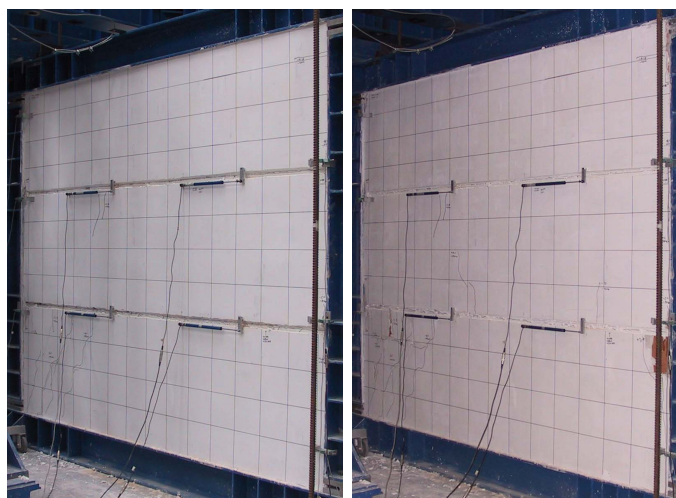


Figura 4.23: Involuppo curva forza-drift per telaio tamponato in laterizio con partizioni.

In ottica di recupero dell’elemento strutturale, il *crushing* del tamponamento nel terzo inferiore della parete obbligherebbe ad un intervento, al limite di ricostruzione completa o ripristino, nonostante il panorama di danno sia notevolmente migliore rispetto alla soluzione precedente.

#### 4.4.4 Terra cruda tradizionale

La terza prova è stata realizzata per valutare l’effetto di un tamponamento costruito secondo tecnica tradizionale, ma con un materiale deliberatamente debole. In linea di massima, sulla base dello studio delle caratteristiche locali (capitolo 3), e della bibliografia in merito, è atteso un meccanismo di scorrimento lungo i letti di malta e fessurazione per trazione lungo i giunti di testa.



(a)

(b)



(c)

Figura 4.24: Quadro fessurativo di parete in laterizio con partizioni: fessurazione per drift = 0,5%, compatibile con sisma da SLD (a); per drift = 1% (b); per drift = 2,5% dopo aver rimosso il confinamento (c).

La parete è stata sottoposta ai cicli di carico di Figura 4.25.

La definizione di una rigidezza iniziale per il sistema tamponato non può prescindere dall'epurazione del contributo del telaio, a causa della debolezza intrinseca del tamponamento.

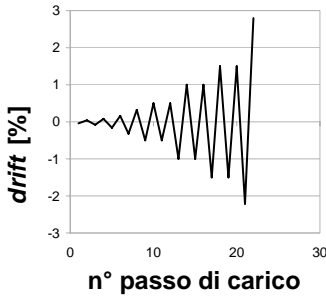


Figura 4.25: Cicli di carico della prova su telaio tamponato in terra cruda costruito con tecnica tradizionale.

A causa del ritiro, si è assunto, fino a  $drift = 0,5\%$ , un comportamento non confinato, per cui il modulo a taglio della sola parete in terra cruda, ottenuto per applicazione della sovrapposizione degli effetti (accettabile in riferimento a Figura 4.26), è di  $\approx 12$  MPa.

Come si può notare in Figura 4.26, non è evidente un comportamento puramente elastico neppure nelle fasi iniziali di risposta della struttura.

Il basso valore di resistenza a trazione in direzione perpendicolare ai letti di malta si traduce in un distacco del tamponamento dal telaio lungo l'interfaccia alla base, alla conclusione del primo ciclo di  $drift = 0,5\%$ <sup>16</sup> (Figura 4.28(a)).

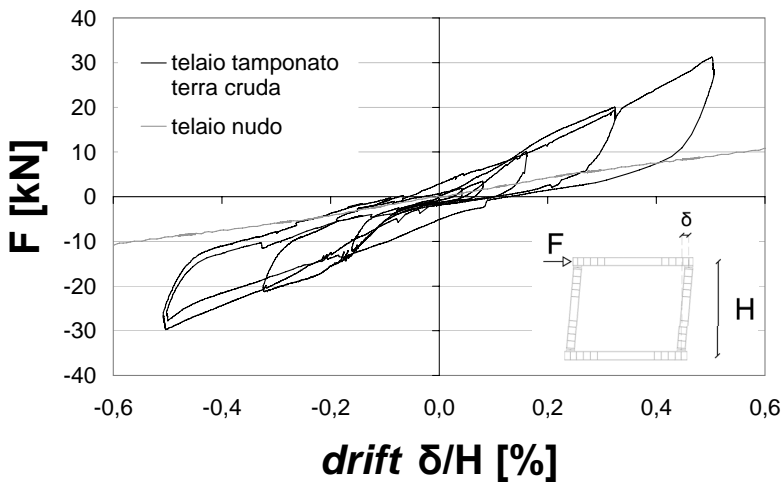


Figura 4.26: Curva iniziale carico-drift per telaio tamponato in terra cruda costruito secondo tecnica tradizionale.

La simmetria di carico dei primi cicli viene persa in fase intermedia a causa di un precarico residuo nelle cerniere (utilizzate già nelle prove precedenti) che

<sup>16</sup>Sembra corretto considerare fino a questo punto un meccanismo di *rocking* per la muratura.

rende asimmetrico il contributo del telaio, con variazione di  $\approx -8$  kN rispetto ad una condizione di simmetria<sup>17</sup> (Figura 4.27). In questa fase si assiste alla formazione di una seconda fessura orizzontale lungo il letto di malta superiore al giunto di costruzione di Figura 4.7; tale fessura si sviluppa completamente nel corso del primo ciclo di *drift* = 1% (Figura 4.28(b)), con temporanea perdita di resistenza (occhiello in Figura 4.27).

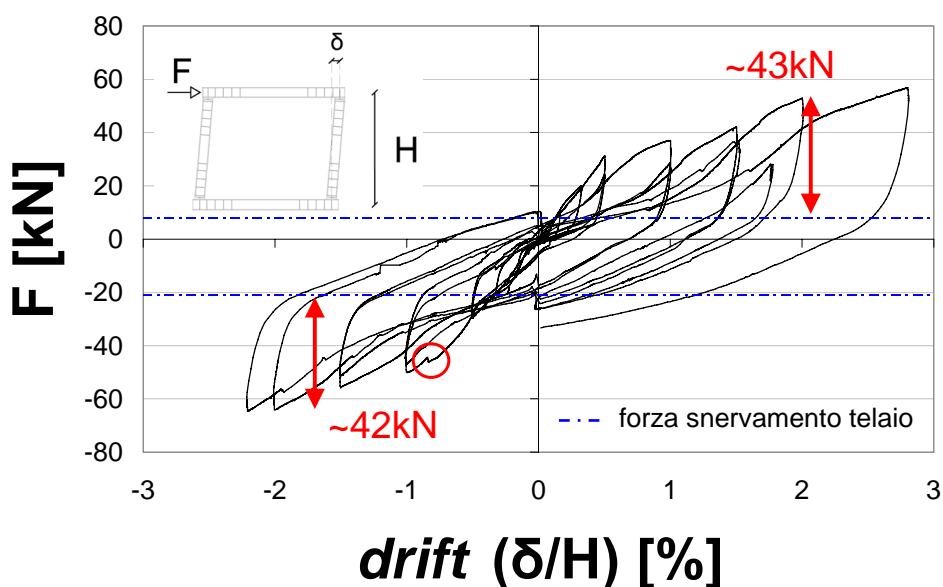
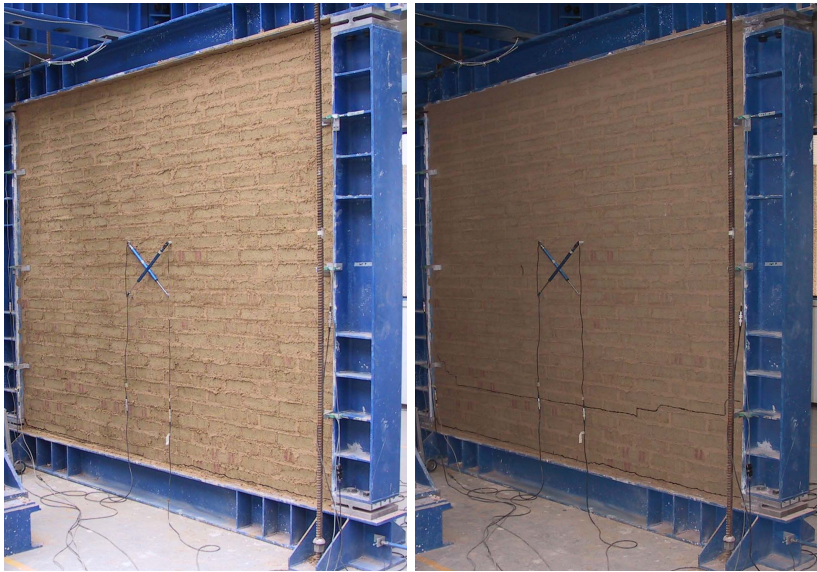


Figura 4.27: Curva forza-drift per telaio tamponato in terra cruda costruito secondo tecnica tradizionale.

I cicli di ampiezza compatibile con lo stato limite ultimo evidenziano un comportamento intermedio tra quello elasto-plastico inelastico del tamponamento in laterizio partito e quello caratterizzato da *pinching* del tamponamento tradizionale. Per spostamenti elevati (*drift* > 2%), il tamponamento mostra una resistenza costante (leggermente crescente) mediamente pari a 42,5 kN. Il quadro fessurativo precedentemente sviluppato viene seguito dalla formazione di fessure a scalino lungo le diagonali, che non pregiudicano comunque la resistenza globale, almeno fino agli spostamenti indagati (Figura 4.28(c)). Non sembra manifestarsi crisi del materiale per compressione, comunque difficile da notare a causa dell'irregolarità geometrica di base degli *adobe*.

<sup>17</sup>Il valore è stato stimato a priori e poi confermato dalla sperimentazione.





(a)

(b)



(c)

Figura 4.28: Quadro fessurativo di tamponamento in terra cruda realizzato secondo tecnica tradizionale: fessura alla base, drift = 0,5%, compatibile con sisma da SLD (a); panorama fessurativo per drift = 1% (b) e drift = 2,8% (c).

La prova ha evidenziato un'interazione telaio-tamponamento tipica, con separazione lungo la diagonale “tesa” e contatto lungo quella compressa; a tal proposito, la lunghezza di contatto è maggiore di quella rilevata per tamponamenti rigidi, grazie ai fenomeni diffusivi dati dall'interazione tra profili rigidi e terra cruda deformabile.

La lunghezza di contatto non è costante in valore, ma tende a crescere in funzione dello spostamento raggiunto (Figura 4.29), arrivando a valori pari a metà dell'altezza della parete, superiori ai massimi proposti in letteratura (pari al 40 % della relativa dimensione della parete; Saneinejad e Hobbs (1995)), probabilmente anche a causa della forma imposta alla deformata del telaio, che può essere assunta lineare a causa della scarsa interazione con il pannello di tamponamento.

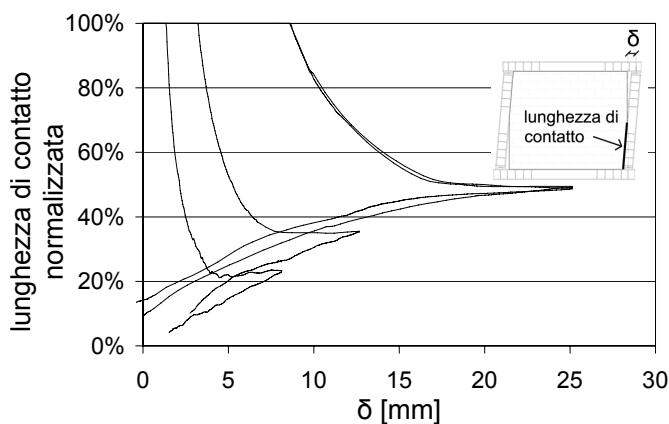


Figura 4.29: Evoluzione della lunghezza di contatto telaio-tamponamento in terra cruda in prova ciclica.

La deformazione lungo le diagonali, misurata nella regione centrale e su tutta la diagonale, si attesta su valori bassi rispetto a quelli di plasticizzazione degli assemblaggi in terra cruda, per cui sembra possibile escludere, almeno per *drift* < 1 % (spostamento  $\delta$  < 25 mm), danneggiamento della muratura per compressione (Figura 4.30). Per la diagonale non caricata, la deformazione media e centrale sono praticamente coincidenti, mentre per quella compressa nella zona centrale la deformazione è maggiore.

L'involuppo dei cicli può essere rappresentato da una trilineare con punto di snervamento per *drift* = 0,5 %,  $F_y = 30$  kN e rigidezza residua pari ad 1/3 di

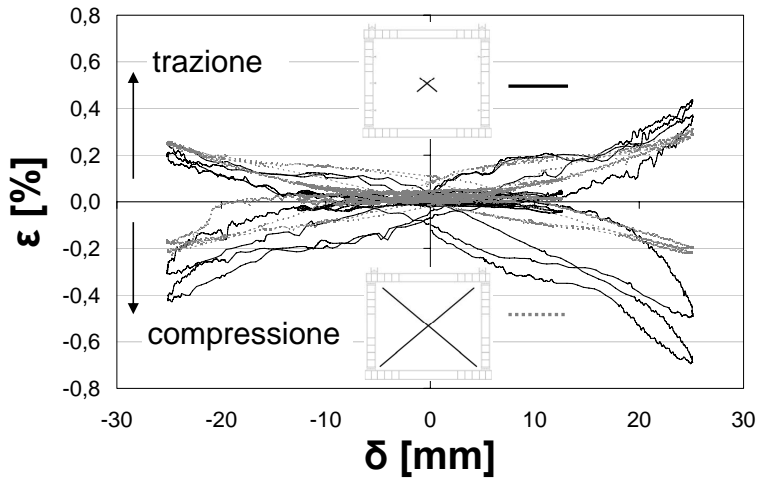


Figura 4.30: Deformazione della diagonale della parete, media e nella zona centrale.

quella iniziale fino a  $drift = 2\%$ ; oltre tale valore sembra corretto propendere per un valore di resistenza costante (Figura 4.31).

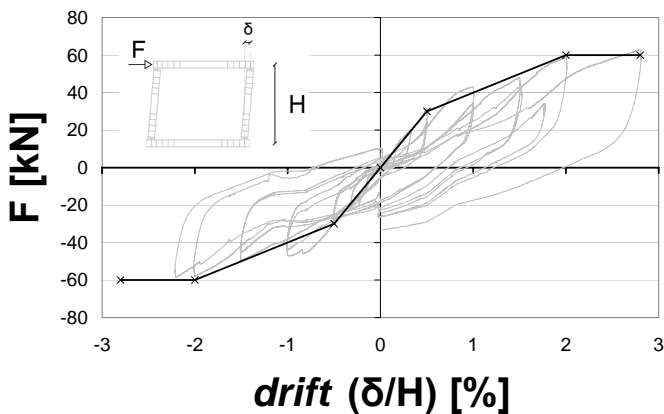


Figura 4.31: Involuppo curva forza-drift per telaio tamponato in terra cruda costruito secondo tecnica tradizionale.

Di particolare interesse, sebbene non analizzata, è la problematica della resistenza fuori piano. Come asserito da più autori e già notato nella sezione relativa alla costruzione della parete, il meccanismo resistente principale è quello di formazione di un arco nello spessore del tamponamento, governato dalla snellezza ( $h/t$ ) e dalla rigidità della parete.

Nel caso della terra cruda, l'abrasione sotto sollecitazione ciclica comporta una ulteriore notevole diminuzione di volume ( $\approx 0,3$  cm di altezza persa, Figura 4.32), che rischia di compromettere la formazione del meccanismo ad arco ( $3D$  o  $2D$ ) per assenza delle condizioni al contorno determinate dal telaio. Quindi il meccanismo resistente fuori piano potrebbe essere a mensola, con problematiche legate alla flessione alla base della parete.



Figura 4.32: Perdita di volume per abrasione in prova ciclica.

In ottica di recupero, benchè sia mantenuta l'intera capacità portante, sono evidenti i danni nel tamponamento che potrebbero richiedere importanti interventi di ripristino.

#### 4.4.5 Terra cruda 3 partizioni

L'ultima prova è stata condotta per valutare l'effetto delle partizioni su di un tamponamento in terra cruda, quindi materiale deliberatamente debole. Analisi ad elementi finiti calibrate sulle caratteristiche locali prevedono che il solo danno strutturale sia lo scorrimento lungo le partizioni (Capitolo 5).

La soluzione proposta è stata sottoposta ai cicli di Figura 4.33.

La definizione di una rigidezza a taglio della muratura (a causa della mancanza di aderenza in sommità non si può parlare di interazione, almeno nelle fasi iniziali) in condizione integra è pressocchè impossibile, perchè lo scorri-

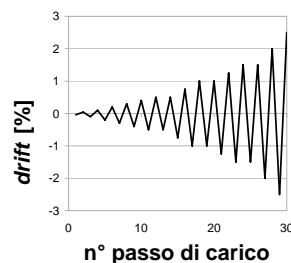


Figura 4.33: Cicli di carico della prova su telaio tamponato in terra cruda con partizioni.

mento lungo la partizione centrale si manifesta già per cicli di ampiezza molto limitata, inferiori ad 1 mm di spostamento in sommità.

Nel corso dei primi cicli lo scorrimento si manifesta anche lungo le altre partizioni; per spostamenti di 5 mm, si configura già la situazione di danno che sarà anche quella finale (Figura 4.34). Ciò testimonia inoltre un incollaggio pressochè inesistente tra malta e partizione, indebolito ulteriormente da fenomeni di ritiro in direzione dello spessore della parete.

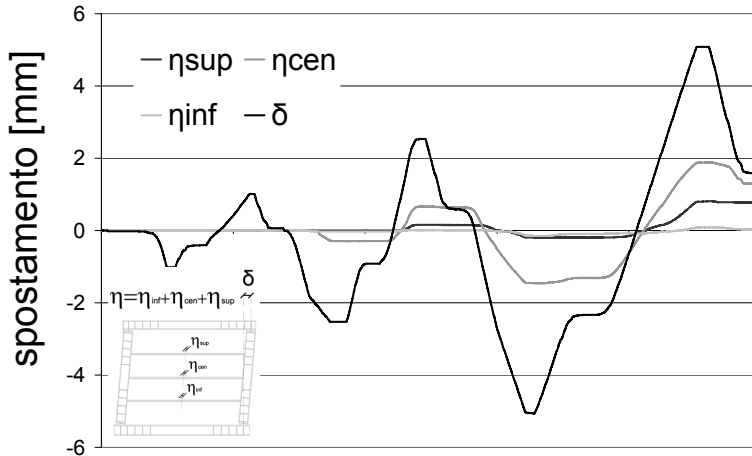


Figura 4.34: Scorrimento relativo dei blocchi di tamponamento per cicli di ampiezza fino a 5 mm di spostamento della trave ( $drift_{max} = 0,2\%$ ).

Con la progressione dei cicli, il panorama di danno tende a rimanere costante, e la risposta si caratterizza solamente per lo scorrimento attritivo lungo le partizioni, nonostante si abbia evidenza della formazione di puntoni molto inclinati che rendono parziale il contatto tra telaio e blocchi di tamponamento (Figura 4.38(a)). Il comportamento ciclico appare stabile (Figura 4.35). I cicli non sono affetti da *pinching*, se non per l'ovvia necessità di ristabilire il contatto tra tamponamento e telaio.

La forma dei cicli<sup>18</sup> e la bassa resistenza del tamponamento non possono garantire alla struttura una dissipazione di energia elevata in termini assoluti. Tuttavia, proprio grazie alla relativa debolezza, i tamponamenti manterranno verosimilmente inalterata la capacità deformativa dei telai; il contributo dis-

<sup>18</sup>Lontana rispetto ad una forma perfettamente plastica, ipotizzata inizialmente.

sipativo fornito, alla luce della stabilità mostrata, è comunque certo ed attivo praticamente in ogni fase dell'oscillazione sismica.

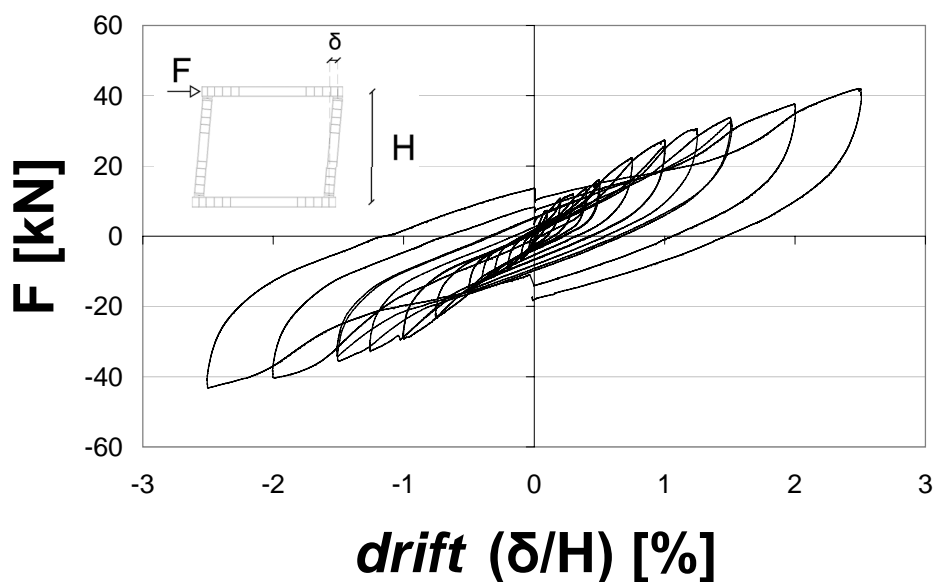


Figura 4.35: Curva forza-drift per telaio tamponato in terra cruda con partizioni.

Anche per *drift* compatibili con le condizioni ultime, il tamponamento mantiene la sua integrità, senza evidenza di danni (Figura 4.38(b)).

Una delle finalità della tecnica costruttiva proposta, quella di inibire o limitare l'interazione tra telaio e tamponamento, è riscontrabile confrontando lo scorrimento relativo tra blocchi di tamponamento nel corso della sollecitazione. Il fatto che lo scorrimento relativo sia praticamente uguale per ogni blocco, indica come la deformata del telaio sia lineare, come ipotizzabile per il cinematismo imposto dalle cerniere plastiche disposte (Figura 4.36).

Lo scorrimento attritivo lungo le linee di debolezza sembra essere responsabile di quasi tutta la deformazione che ha luogo nel tamponamento, con l'eccezione dei fenomeni di schiacciamento locale nella zona di contatto.

L'involuppo dei cicli può essere considerato, per i livelli indagati, come una curva bilineare, con snervamento per forza  $F_y = 27 \text{ kN}$  e *drift* = 1 %, seguito da comportamento incrudente caratterizzato da rigidezza pari ad 1/3 di quella iniziale (Figura 4.37).

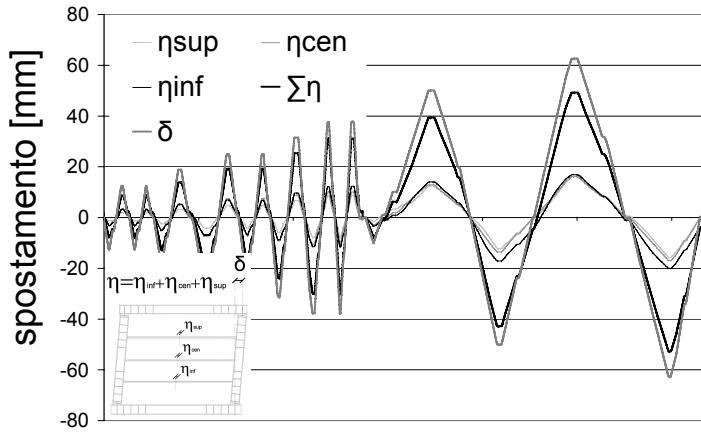


Figura 4.36: Confronto spostamento sommitale - scorrimento lungo le partizioni per telaio tamponato in terra cruda con partizioni.

La soluzione proposta ha preservato sia le caratteristiche meccaniche che l'aspetto estetico, per cui non ha praticamente risentito dei cicli di carico e sarebbe pienamente riutilizzabile anche senza interventi specifici.

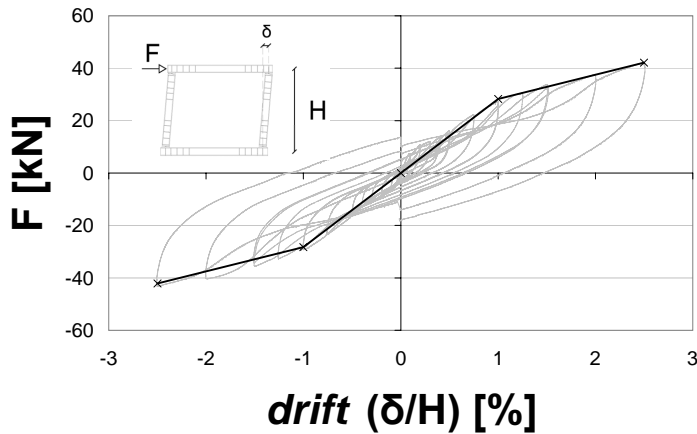


Figura 4.37: Involuppo curva forza-drift per telaio tamponato in terra cruda con partizioni.



Figura 4.38: Particolare contatto parete-telaio per soluzione partita, per drift = 2,5% (a); situazione finale dopo cicli di drift = 2,5% (b).

## 4.5 Confronto risultati

Il confronto tra le varie soluzioni può essere proposto in relazione agli obiettivi iniziali della sperimentazione:

1. imporre un determinato cinematismo al tamponamento;
2. limitare il danneggiamento del tamponamento;
3. limitare l'interazione telaio-tamponamento;
4. valutare la possibilità di dissipazione per scorrimento attritivo lungo le partizioni.

Mentre il punto 1 rappresenta il *modus operandi* generico, le altre finalità possono essere più specifiche per un sistema strutturale che per un altro. Ad esempio, nel caso di telai sismoresistenti, ove nell'ottica del *capacity design* venisse prevista plasticizzazione flessionale nelle membrature, limitare l'interazione (per cui eliminare l'effetto puntone) può essere di fondamentale importanza. Per sistemi con pareti a taglio, limitare il danneggiamento dei tamponamenti ed aumentare la dissipazione attritiva possono essere considerati obiettivi di interesse.

Le maggiori implicazioni derivano comunque dal terzo punto, perchè di fatto l'approccio alla progettazione attualmente più diffuso (omissione dei tamponamenti dalle analisi) verrebbe confermato nella sua validità.



**Punto 1.** Il cinematismo imposto al tamponamento non può prescindere dalla definizione di prestazione strutturale in termini di capacità di spostamento.

Per tamponamento in laterizio forato, costruito secondo tecnica tradizionale o partito, è possibile forzare un particolare cinematismo solo per spostamenti strutturali limitati, al più poco oltre lo stato limite di danno; in ogni caso, qualunque sia il meccanismo iniziale (scorrimento/fessurazione lungo i giunti in caso di malta debole o lungo le partizioni se disposte), questi evolve, per richieste di spostamento crescenti, verso il *crushing* del materiale.

Per la terra cruda, il meccanismo iniziale ipotizzato resta uguale a quello finale (per i livelli di spostamento analizzati, comunque compatibili con *SLU*), a causa del basso modulo elastico del materiale che impedisce al pannello di prendere carico.

Sembra ragionevole quindi sostenere che, sulla base della sperimentazione, sia possibile imporre un cinematismo al tamponamento attraverso l'inserimento di partizioni e l'eventuale inibizione del contatto con il telaio all'interfaccia superiore.

**Punto 2.** Il danneggiamento del tamponamento viene limitato notevolmente dalla presenza di partizioni che, in quanto discontinuità, impediscono la propagazione delle fessure. All'aumentare dello spostamento si concretizza comunque un'interazione tra le strisce di tamponamento, in funzione *in primis* della rigidità del materiale di tamponamento e secondariamente dal coefficiente di attrito lungo le partizioni<sup>19</sup>, che porta ad esempio al danneggiamento di Figura 4.24(c).

**Punto 3.** In termini di rigidità, importante per analisi lineari, l'utilizzo di tamponamenti in laterizio, costruiti secondo tecnica tradizionale o partiti, altera notevolmente lo stato del sistema. In ogni caso, ignorarne la presenza porta ad errori notevoli nella valutazione del comportamento strutturale; questo non avviene in caso di tamponamenti in terra cruda, il cui contributo

---

<sup>19</sup>Come già detto, all'aumentare dello spostamento a taglio la componente di sforzo normale alle partizioni aumenta andando a creare una continuità strutturale che genera un puntone.

è a tutti gli effetti trascurabile per edifici sismoresistenti in acciaio o *c.a.*. Per strutture in legno si rimanda al Capitolo 6.

In termini di resistenza e di forma dei cicli, l'inserimento delle partizioni ha effetti che dipendono dal grado di interazione telaio-tamponamento all'interfaccia superiore: a parità di qualità del confinamento, è possibile che le partizioni migliorino anche la resistenza dei sistemi, grazie alla limitazione del danneggiamento. La forma dei cicli è più regolare e dissipativa nel caso di presenza di partizioni; il limitato *pinching* rilevato, più che segnale di degrado, è connotato alla natura del problema di contatto.

Il contributo resistente di un tamponamento in terra cruda è apprezzabile principalmente per strutture molto deformabili e deboli; l'eventuale omissione sarebbe comunque a favore di sicurezza grazie alla duttilità della soluzione costruttiva, soprattutto nel caso di presenza di partizioni (Figura 4.39). Stesso discorso non può valere per tamponamenti in laterizio, per la variabilità di prestazioni offerte.

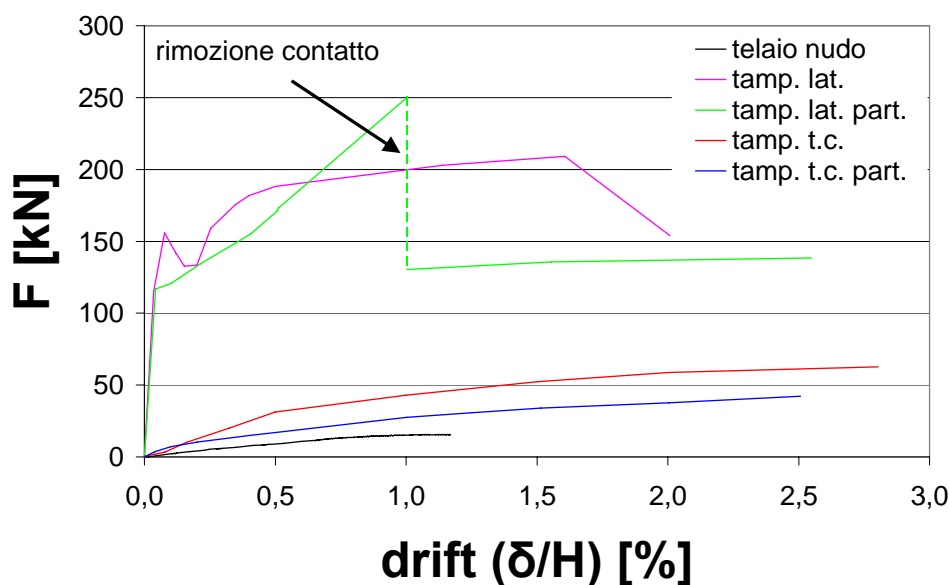


Figura 4.39: Confronto delle curve di involucro per le soluzioni testate.

**Punto 4.** Da un punto di vista dissipativo, il laterizio con partizioni mostra le prestazioni migliori, ma di fatto limita anche la capacità deformativa del

portale in esame. Il problema maggiore è comunque quello della stabilità dei cicli, perchè il pur importante contributo potrebbe non essere pienamente affidabile per la dipendenza dalla storia di carico. Da questo punto di vista la soluzione in terra cruda con partizioni, alla luce di quanto apparso nel capitolo, offre maggiori garanzie di efficacia.

## 4.6 Considerazioni tecniche sui tamponamenti in terra cruda

La possibilità di costruire tamponamenti in terra cruda sembra comunque da subordinare al livello di sicurezza ottenibile al ribaltamento fuori piano, aspetto non indagato nella corrente tesi. Per i valori del coefficiente di ritiro tipici del materiale, l'ipotesi di contatto telaio-tamponamento viene meno. Pensare di migliorare il comportamento ad arco agendo sullo spessore è sensato fino ad un certo limite, perchè l'incremento di peso è comunque deleterio per le problematiche sismiche ed i costi economici di realizzazione diverrebbero non competitivi (da questo punto di vista potrebbe essere più conveniente la scelta del *pisé* rispetto all'*adobe*).

L'inserimento di partizioni, opportunamente solidarizzate ai telai, garantisce una maggiore sicurezza rispetto al ribaltamento fuori piano, perchè cambia la modalità di collasso più probabile: da flessionale/ribaltamento a scorrimento attritivo in direzione fuori piano.

L'utilizzo di sistemi di contenimento meccanici, quale ad esempio la cuffia utilizzata in Sezione 4.2.5, possono essere soluzioni interessanti da indagare, eventualmente estendendone l'applicazione anche alle altre partizioni, che potrebbero essere sagomate con una forma ad  $H$  (Figura 4.40).

Questo vorrebbe dire riconcepire la tecnica costruttiva dei tamponamenti; tuttavia, nell'ottica di un approccio che preveda la terra cruda come materiale da costruzione, tale proposta non sembra inaccettabile. Un committente disposto ad approvare una soluzione materica innovativa, potrebbe esserlo anche nel recepire una nuova tipologia estetica a fronte di un incremento di sicurezza strutturale.

Da notare inoltre che, dato che le soluzioni in terra cruda non sono in grado, almeno in spessori accettabili, di garantire le prestazioni richieste dalle

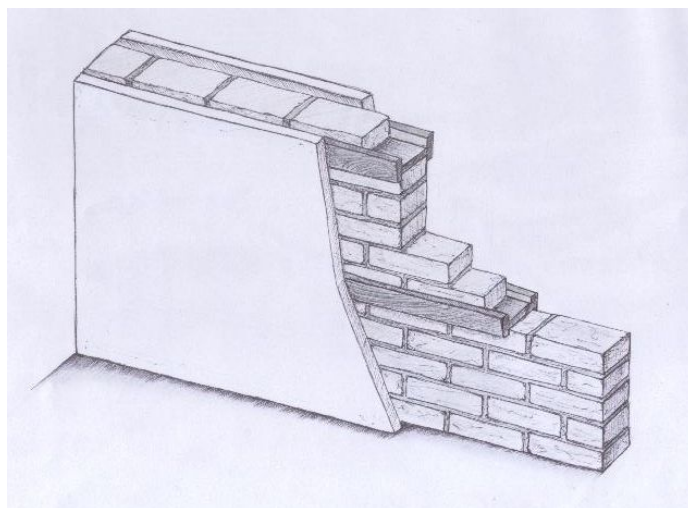


Figura 4.40: Proposta qualitativa di tecnica costruttiva per tamponamenti in terra cruda.

normative in materia di isolamento termico, la necessità di accoppiarle ad isolanti veri e propri renderebbe invisibili esteriormente le soluzioni tecniche adottate per la partizione il tamponamento.

## 4.7 Conclusioni

Nel corso del capitolo sono state analizzate quattro soluzioni di tamponamento intrinsecamente deboli, o per scelta dei materiali o per interposizione di linee di discontinuità. La finalità è stata quella di limitare il comportamento a lastra dei tamponamenti, aspetto dalle implicazioni sismiche importanti.

Le soluzioni in laterizio analizzate sono caratterizzate da rigidità e resistenza simili ai tamponamenti tradizionali. L'inserimento di partizioni in tamponamenti in laterizio ha un effetto benefico per stati di deformazione compatibili con sismi di entità media o moderata (*SLD*), e garantisce, nel caso specifico, notevole dissipazione di energia (almeno fino a *drift* pari all'1%).

La problematica maggiore riguarda comunque il possibile collasso dei pannelli, fragile, per spostamenti inferiori a quanto richiesto in condizioni ultime. La rigidità dei materiali concentra nel noto puntone diagonale sforzi elevati che inducono fenomeni di *crushing* nel laterizio, a prescindere dalla presenza di partizioni.

A causa del notevole contributo irrigidente e resistente, l'omissione di questo genere di tamponamenti da analisi strutturali porterebbe a configurare strutture completamente differenti rispetto a quelle reali, offrendo risultati poco veritieri.

La terra cruda può essere considerata una soluzione interessante ed applicabile per la limitazione dell'interazione telaio-tamponamento.

Grazie alla naturale cedevolezza del materiale, il puntone che si genera nel corso della sollecitazione è caratterizzato da uno stato di sforzo blando.

La scelta di tamponamenti in terra cruda, tuttavia, implica la necessità di affidare il controllo della deformazione, per eventi sismici di media entità, alla sola struttura sismoresistente primaria (tale prestazione è particolarmente gravosa nel caso dei telai). Da un punto di vista normativo, le strutture primarie di nuova concezione devono comunque ottemperare a limiti di deformabilità per tali eventi; tuttavia in realtà nel corso di questi sismi spesso sono i tamponamenti a garantire prestazioni adeguate.

Nell'ottica di sistemi molto deformabili, quali possono essere costruzioni a telaio pesante in legno, il contributo irrigidente di pannelli in terra cruda può comunque non essere trascurabile.

Se l'utilizzo del materiale terra di per sé risponde ad alcune delle esigenze primarie di limitazione dell'interazione, l'inserimento di partizioni è in grado di indirizzare il panorama di danno verso situazioni predefinite e soprattutto progettabili. Tale espediente permette di preservare l'integrità fisica e meccanica delle porzioni di tamponamento comprese tra le partizioni, anche per richieste di spostamento importanti ( $drift \geq 2,5\%$ ).

La stabilità meccanica del comportamento ciclico, di carattere plastico, rende lecita, nelle analisi, sia l'omissione che il computo di tamponamenti in terra cruda con partizioni.

Per soluzioni in terra cruda è comunque necessario verificare, ed eventualmente correggere, deficienze prestazionali per sollecitazioni in direzione fuori piano.

Le soluzioni proposte possono essere considerate un primo passo di inquadramento nella ricerca di una risposta al problema strutturale dell'interazione telai-tamponamenti, approssiata in una prospettiva simile a quella del criterio della gerarchia delle resistenze.

## Simulazioni numeriche scala locale

The explanation is that the subdivision of the walls into many smaller panels with studs and horizontal members, together with low-strength mortar, prevents the formation of large cracks that can extend across the entire surface. [...] This explains why traditional infill-frame buildings are capable of surviving repeated major earthquakes that have felled modern reinforced-concrete buildings. The basic principle in this weak but flexible construction is that there are no strong stiff elements to attract the full lateral force of the earthquake. The buildings thus survive the earthquake by not fully engaging with it. In other words, although the masonry and mortar is brittle, the system behaves as if it were ductile.

---

Randolph Langenbach

Includere i tamponamenti in analisi numeriche alla scala strutturale è problematico, per cui spesso questi elementi vengono omessi, andando a configurare situazioni non sempre cautelative. Perchè tale omissione sia effettivamente giustificata, è tuttavia necessario assicurare una non-interazione tra telaio e tamponamento, che appare una forzatura considerando i materiali attualmente utilizzati nell'edilizia.

Nel capitolo che segue si estenderanno i risultati ottenuti per via sperimentale nel Capitolo 4 a situazioni differenti per materiali, geometria e condizioni di vincolo, attraverso due tecniche di modellazione numerica differenti, focalizzando l'attenzione principalmente sulla terra cruda.

I vari livelli di raffinatezza dei modelli, riassunti in Tabella 5.1, rispondono alla necessità di correlare le esigenze della ricerca scientifica con la spendibilità pratica dei risultati.

*Tabella 5.1: Obiettivi analisi numeriche.*

scala modellazione	mesoscala	macroscala locale	macroscala globale
cap./sez.	5.1	5.2	6
tamponamento	bidimensionale	bidimensionale	monodimensionale
modellazione tamponamento	interfacce nonlin. unità elastiche	continuo non-lineare	bielle non-lineari
obiettivi	fessurazione; grandezze locali scala "mattoni"	grandezze globali scala "portale"	grandezze globali scala strutturale

Poichè è lecito attendersi che uno dei vantaggi della scelta di un tamponamento debole in terra cruda sia quello di lasciare praticamente inalterato il comportamento della struttura sismoresistente primaria, è stata ritenuta giustificata la trattazione di assemblaggi minimi (singolo portale tamponato).

Il confronto tra le varie situazioni configurate è affrontato in termini di curve di carico monotono, ritenute significative in quanto inviluppo dei picchi di prove dinamiche (Lee e Woo (2002)). Un valore attendibile della sovrastima della curva di carico monotona rispetto all'inviluppo di prove cicliche è di

$\approx 10\%$  (Mehrabian e Shing (1997)).

Inoltre, nell'ottica dell'estensione dinamica dei risultati condotta nel Capitolo 6, la corretta definizione della curva di inviluppo è più importante rispetto alla modellazione dell'isteresi, perchè nel corso di un terremoto un tamponamento fa esperienza di un numero limitato di cicli di grande ampiezza (Dolšek e Fajfar (2004)).

Nell'analisi conoscitiva, oltre a porre delle basi per la definizione di curve di inviluppo affidabili, si intende valutare quali parametri influenzino maggiormente la risposta di sistemi caratterizzati da tamponamenti deboli o indeboliti da partizioni.

La speranza di ottenere informazioni dettagliate ad una scala locale (micromodellazione dettagliata), per il materiale terra cruda e per le murature in generale, è attualmente irrealizzabile per la grande dispersione di caratteristiche meccaniche e geometriche dei costituenti, anche all'interno di uno stesso manufatto.

## 5.1 Modelli microscala semplificata

La modellazione alla microscala semplificata, o mesoscala, si colloca nell'ottica della ricerca di una simulazione accurata del comportamento strutturale.

Tuttavia, l'onere computazionale che deriva ne limita l'applicazione al campo della ricerca, per la difficoltà di ottenere soluzioni stabili anche a fronte di piccole variazioni dei parametri.

La semplificazione consiste nella trasformazione di mattoni e giunti di malta in unità (elastiche lineari) interagenti tra di loro attraverso interfacce non-lineari.

Nello specifico, i parametri necessari alla caratterizzazione del materiale "numerico" terra cruda hanno richiesto una calibrazione su prove locali in campo non-lineare, qualora disponibili, o di natura logica supportate dalla letteratura scientifica correlata.



Il comportamento è stato indagato in prova monotona quasi statica. Tale scelta, oltre ai motivi esposti nell'introduzione generale del capitolo, è giustificata anche da altre considerazioni:

- i modelli di materiale disponibili ed il costo temporale delle analisi avrebbero reso molto difficile la conduzione di prove cicliche o dinamiche e poco affidabili i risultati;
- si è resa necessaria una validazione per confronto con le sperimentazioni di Capitolo 4, in assenza di dati simili reperibili in letteratura.

La scelta di una modellazione locale ad un grado di dettaglio molto elevato è comunque in parziale contraddizione con il fatto che i parametri dei materiali siano tarati sulla media delle prove locali. La dispersione statistica di caratteristiche, che nel caso della terra cruda riguarda anche aspetti “macroscopici” quali la geometria dei singoli mattoni, viene persa nelle analisi.

La finalità dello studio è stata quella di verificare quanto accuratamente una calibrazione locale dei parametri (su piccoli assemblaggi) permettesse di simulare il comportamento globale, sia per un tamponamento in terra cruda che per un tamponamento in muratura tradizionale. Tale scelta non è infatti sempre vantaggiosa per l'analisi di elementi strutturali di dimensioni reali: spesso è necessario procedere ad una correzione a posteriori dei parametri per avere un buon *fitting* dei risultati sperimentali (Mehrabi e Shing (1997)).

### 5.1.1 Descrizione modello

Come anticipato, una modellazione alla microscala prevede la contrazione di mattoni e malta in unità (elastiche nello specifico) interagenti grazie ad interfacce (elastiche ed inelastiche, nello specifico), secondo il modello di Figura 5.1. Nel caso in questione è stato utilizzato il codice di calcolo *DIANA 9.3* ed una modellazione *2D* in stato di sforzo piano.

Ogni non-linearità delle pareti di tamponamento è concentrata lungo le interfacce, modellate con comportamento *Cracking-Shearing-Crushing* (DIANA (2008), Lourenço e Rots (1997), van Zijl (1999); Figura 5.2).

I parametri ed i particolari della calibrazione su prove locali sono riportati in Appendice D.

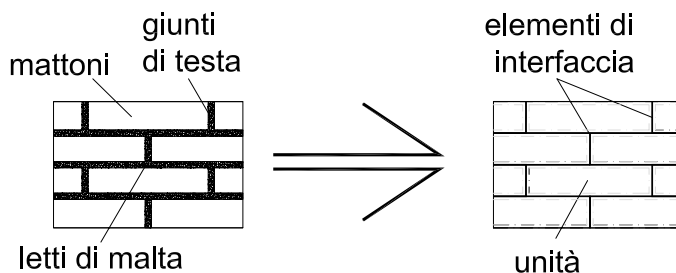


Figura 5.1: Scala modellazione con Diana 9.3.

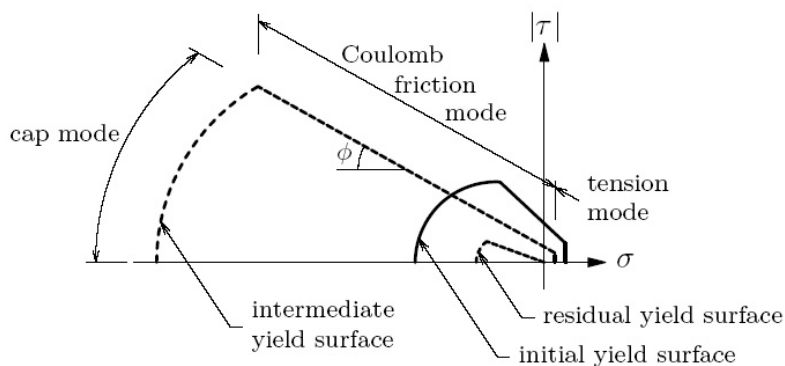


Figura 5.2: Interfaccia combinata Cracking-Shearing-Crushing (DIANA (2008)).

Le caratteristiche non-lineari delle interfacce, differenti per tipologia, sono state definite per le seguenti interazioni:

- interfacce verticali, corrispondenti ai giunti di testa (in giallo in Figura 5.3);
- interfacce orizzontali, corrispondenti ai letti di malta (in verde in Figura 5.3);
- interfaccia telaio-tamponamento alla base del tamponamento;
- interfacce telaio-tamponamento ai lati del tamponamento;
- interfaccia telaio-tamponamento alla sommità del tamponamento.

Le tre ultime tipologie di interfaccia sono caratterizzate da una resistenza a trazione minima, per garantire un vincolo praticamente monolatero tra telaio

e tamponamento, onde evitare effetti irrigidenti poco realistici (Doudoumis (2007)).

Oltre a tali interfacce, ogni unità è caratterizzata da una interfaccia lineare (in blu in Figura 5.3) che la divide a metà per ragioni di convenienza di assemblaggio del modello.

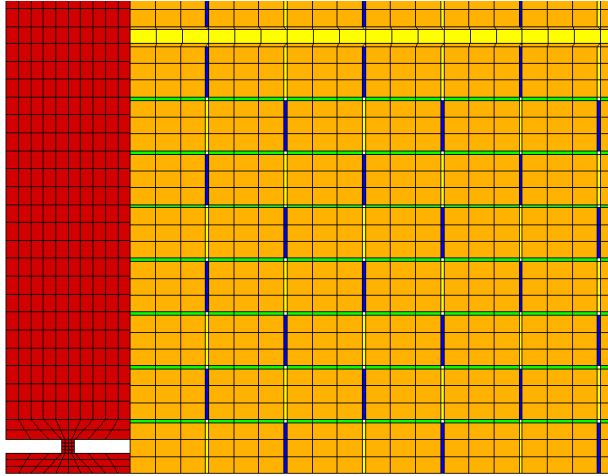


Figura 5.3: Particolare modello analisi Diana.

Nel caso della terra cruda, per ragioni numeriche, i giunti di testa sono stati modellati con comportamento quasi fragile a trazione, e comportamento elastico a taglio ed in compressione, il che è apparso sensato sulla base delle evidenze sperimentali di Capitolo 4, e poco influente sui risultati.

Nel caso di presenza di partizioni, per il tamponamento in terra cruda necessità di stabilità numerica hanno richiesto una ulteriore semplificazione, per cui la partizione in legno “fisica” è stata sostituita da una superficie di caratteristiche attrittive peggiori<sup>1</sup> rispetto alle interfacce interne ai blocchi di tamponamento.

Per il tamponamento in laterizio tradizionale (dati da DIANA (2008)<sup>2</sup>), ai giunti di testa ed ai letti di malta sono state assegnate le medesime caratteristiche meccaniche.

<sup>1</sup>Corrispondenti a quelle misurate per i provini con asse interposta in Capitolo 3.

<sup>2</sup>I parametri sono riferiti specificamente al modello di materiale utilizzato.

Le interfacce sono di dimensione nulla per motivi grafici, aspetto che non influenza comunque il comportamento strutturale in quanto i legami costitutivi delle interfacce sono definiti da spostamenti relativi e non da deformazioni.

### 5.1.2 Considerazioni preliminari sulle analisi

La difficoltà di ottenere risultati, soprattutto nel caso della terra cruda (anche per la scelta di utilizzare parametri definiti a priori sulle prove locali), ha limitato il numero di analisi effettuate.

Gran parte dei problemi di soluzione è stata dovuta al comportamento dello spigolo taglio-trazione del dominio di Figura 5.2, per cui la definizione della direzione del flusso plastico ha comportato instabilità numeriche.

La validazione delle capacità del modello ad elementi finiti di simulare il comportamento reale è stata condotta, nel caso di soluzioni in terra cruda, per confronto con le prove di Capitolo 4.

Per i tamponamenti in laterizio si vuole ottenere solamente un'indicazione generale in termini di grandezze globali (resistenza e rigidezza) e quadro fessurativo, non essendo disponibili dati specifici circa i materiali utilizzati nella sperimentazione

### 5.1.3 Confronto numerico-sperimentale per tamponamenti in terra cruda

#### 5.1.3.1 Tecnica costruttiva tradizionale

La simulazione numerica, mirata a riprodurre il comportamento sperimentale della prova presentata in Sezione 4.4.4, è proposta in Figura 5.4.

La qualità della simulazione, considerando l'evoluzione della resistenza a taglio dei giunti dalla fase elastica al picco fino a giungere ai valori residui, non è generalmente ottimale, per la maggior rigidezza del modello numerico rispetto alla prova sperimentale in fase "fessurata".

Probabilmente ciò avviene a causa dell'elevata abrasività dei giunti in terra cruda, che provoca un degrado più rapido delle caratteristiche meccaniche e geometriche (dilatanza) del manufatto in prova ciclica, rispetto a quanto non avvenga nella simulazione numerica monotona.

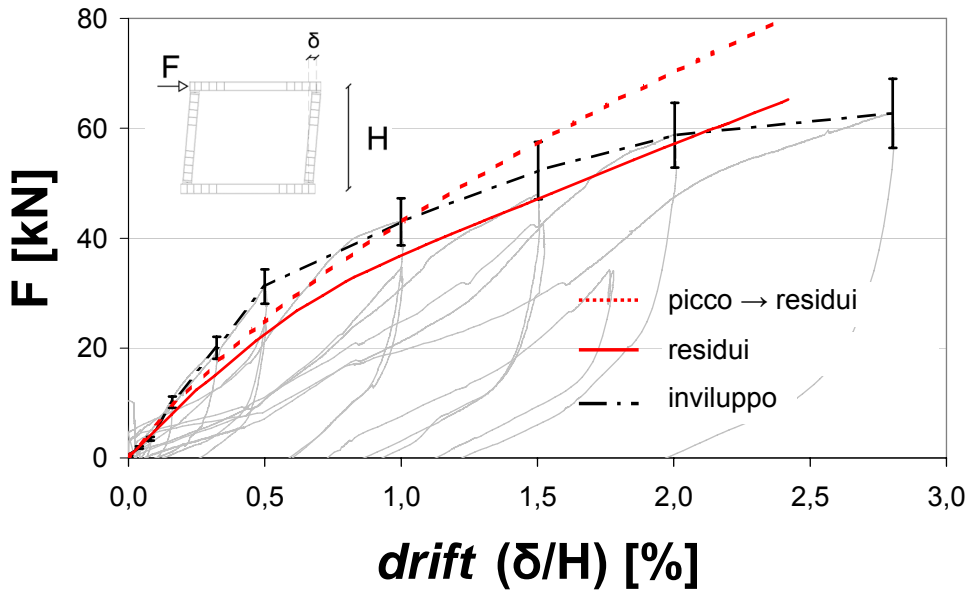


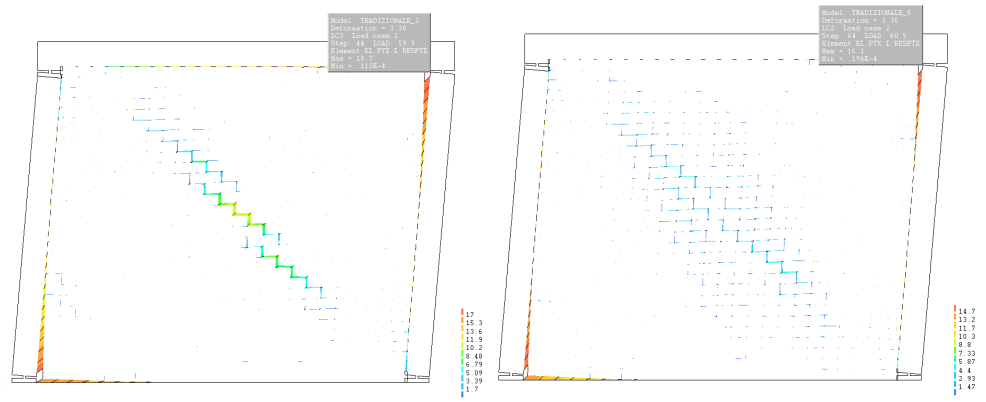
Figura 5.4: Confronto curve carico-drift sperimentali e numeriche per parete in terra cruda costruita con tecnica tradizionale, modellazione alla microscala semplificata.

In effetti, una migliore approssimazione del comportamento si ottiene utilizzando i valori residui di resistenza dei giunti anche in fase iniziale<sup>3</sup>, nel qual caso l'errore di stima è nell'ordine di grandezza del 10 – 15% per gli spostamenti di interesse pratico.

L'incapacità di cogliere il *plateau* finale evidenziato sperimentalmente può essere legato alla scelta, imposta dal legame costitutivo, di considerare la dilatanza costante.

Il quadro fessurativo è molto simile sia che vengano utilizzati i valori di picco di resistenza a taglio (Figura 5.5(a)), sia che vengano utilizzati i valori residui (Figura 5.5(b)). La differenza risiede principalmente in una maggior diffusione del danno nel caso di comportamento più tendente al perfettamente plastico.

<sup>3</sup>Non si tratta comunque di un legame perfettamente plastico per i letti di malta, in quanto l'energia di frattura di modo II implica un picco ed un degrado delle caratteristiche del legame.



(a)

(b)



(c)

Figura 5.5: Quadro fessurativo/violazione criterio di scorrimento per tamponamento in terra cruda partito per drift = 2,5%: casi resistenza dei giunti di picco (a) e residua (b), modello alla microscala semplificata, e prova sperimentale (c).

Come si può notare in Figura 5.5, la violazione del criterio di resistenza per le interfacce (praticamente solo per trazione e/o taglio, nessuna evidenza di *crushing*) è localizzata lungo la diagonale, come si era evidenziato anche nella prova sperimentale, dove ha avuto luogo una fessurazione a scalini; nella prova tuttavia il danno è risultato più diffuso (dovuto sia all'effetto dei cicli di carico che a locali debolezze della muratura; Figura 5.24(c)).

A livello di sforzi principali, si ha compressione diagonale con valori decrescenti verso il centro del tamponamento. La presenza di una fessura diagonale tende ad isolare 2 – 3 puntoni distinti in fase di fessurazione avanzata (Figura 5.6(a)); i punti in cui lo sforzo principale supera il valore di  $0,5 \text{ MPa}$ <sup>4</sup> (Figura 5.6(b)), concentrati lungo la diagonale, testimoniano la scarsa capacità del tamponamento di prendere carico, in ragione del basso modulo elastico del materiale; i picchi sono di poco superiori a valori di  $1 \text{ MPa}$  verso gli angoli del telaio.

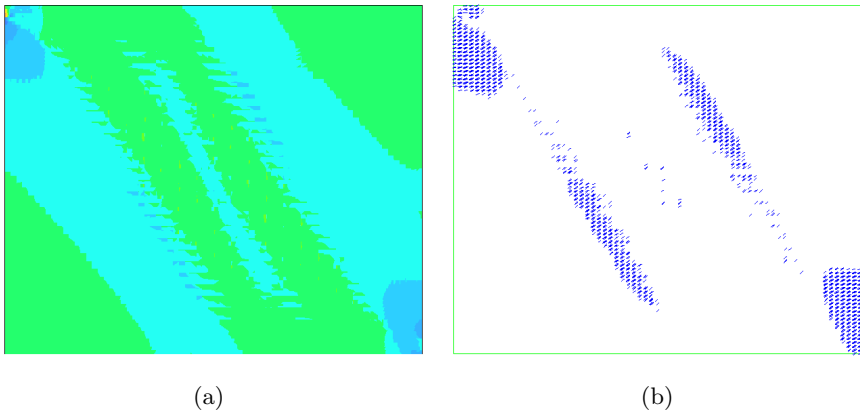


Figura 5.6: Sforzo principale minimo: distribuzione nel tamponamento (a) e localizzazione punti in cui il valore è maggiore di  $0,5 \text{ MPa}$  (b), per drift = 2,0% (valori di resistenza a taglio residui per la muratura).

### 5.1.3.2 Tecnica costruttiva con partizioni

Il caso di tamponamento partito ha richiesto, come anticipato, la sostituzione delle partizioni, intese come elementi fisicamente connotati, con zone di inde-

<sup>4</sup>Valore medio significativo, in prove di compressione lungo le direzioni principali della muratura in terra, per la perdita di linearità della curva di carico; vedere anche Sezione 3.2.

bolimento meccanico. Questa scelta necessaria modifica il problema diffusivo tra blocchi di tamponamento, e non interrompe la continuità materica del pannello, utile per il controllo della fessurazione.

In termini di curva di involucro (Figura 5.7), la previsione calibrata sulle prove locali tende a sottostimare la resistenza reale per *drift* elevati; tuttavia, per valori fino al 2% di *drift*, l'errore si mantiene inferiore al 10% (considerando un angolo di dilatanza  $\psi = 5,7^\circ$  lungo le "partizioni", per cui  $\tan \psi = 0,1$ ). Un miglioramento può essere ottenuto aumentando l'angolo di dilatanza, che significherebbe comunque perdere la base fisica reale del parametro.

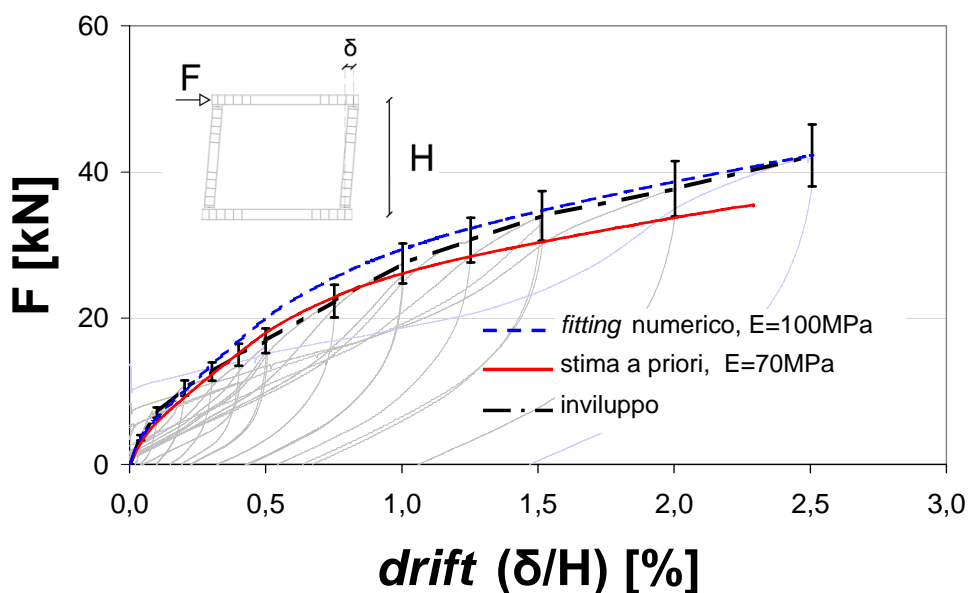


Figura 5.7: Confronto curve carico-drift sperimentali e numeriche per parete in terra cruda partita, modellazione alla microscala semplificata.

Con l'aumento della rigidezza delle unità (modulo elastico  $E : 70 \text{ MPa} \rightarrow 100 \text{ MPa}^5$ ), l'approssimazione migliora per *drift* elevati; tale scelta ha comunque una ragione d'essere: è infatti logico che una muratura, per cui l'unico legante è l'argilla, tenda a migliorare le proprie caratteristiche meccaniche se

<sup>5</sup>Il valore di rigidezza delle unità a livello locale viene mitigato, a livello globale, dalla rigidezza elastica delle interfacce, per cui asserire di assumere un modulo elastico pari a 70 MPa o 100 MPa per le unità implica comunque una rigidezza minore per l'assemblaggio e la muratura. Nella modellazione, per unità di rigidezza 70 MPa si hanno assemblaggi di rigidezza circa pari a 50 MPa. In Appendice D si trovano maggiori spiegazioni.



lasciata essiccare sotto un'azione confinante elevata (fornita dal peso proprio), fattore invece molto minore per i campioni utilizzati per le prove locali.

Il panorama di danno che si manifesta, con l'eccezione di alcuni effetti locali non riscontrati nelle prove sperimentali, è limitato allo scorrimento lungo le linee di debolezza (Figura 5.8(a); immagine riferita ad  $E_{unita'} = 100$  MPa).

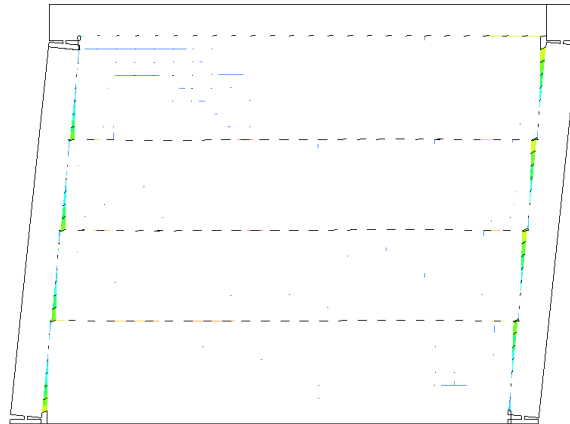
L'efficacia delle linee di discontinuità nell'impedire la formazione del puntone diagonale è evidente in Figura 5.8(b), così come il fatto che il tamponamento sia scaricato dalla presenza di linee di debolezza (Figura 5.8(c)) rispetto al caso di tecnica costruttiva tradizionale.

#### 5.1.4 Estensione a tamponamenti in laterizio

I risultati che seguono sono presentati per esprimere alcune considerazioni sui tamponamenti rigidi, assimilabili a quelli realizzati con laterizio tradizionale. Il materiale "numerico" è preso in prestito dalla letteratura scientifica (Lourenço, in DIANA (2008)), e **non** è quindi specificamente riferito alla sperimentazione di Capitolo 4. Per questa ragione, la finalità dell'elaborazione è stata quella di cogliere eventuali analogie ascrivibili al comune utilizzo di materiale di tamponamento rigido.

In Figura 5.9 si riporta comunque un confronto delle curve carico-spostamento numeriche e sperimentali. Dall'immagine si nota come la rigidità dei modelli numerici sia quantomeno realistica, come pure l'ordine di grandezza della resistenza. Punto comune tra i risultati (ad eccezione delle prova sperimentale su parete in laterizio partita, dove è stato rimosso il contatto con il telaio per cicli di ampiezza superiore a  $drift = 1\%$ ) è la perdita di resistenza per  $drift = 1 - 1,5\%$ , per cui per effetti geometrici si genera uno stato di sollecitazione tale da provocare *crushing* del tamponamento.

Per il tamponamento costruito secondo tecnica tradizionale, a prescindere dal quadro fessurativo iniziale, nello specifico caratterizzato da fessurazione diagonale a scalino (Figura 5.10(a)), almeno nei casi analizzati la perdita di resistenza è associata a fenomeni di *crushing* (bande colorate di Figura 5.10(b)). La fessura a gradino individua inizialmente due puntoni diagonali che si fanno carico della sollecitazione sulla parete fino al collasso della struttura di tamponamento (Figura 5.11).



(a)



(b)



(c)

Figura 5.8: Scorrimento plastico lungo le interfacce (a), sforzo principale minimo (b) e localizzazione punti in cui il valore è maggiore di 0,5 MPa (c) per drift = 2,5%, tamponamento in terra cruda partita.

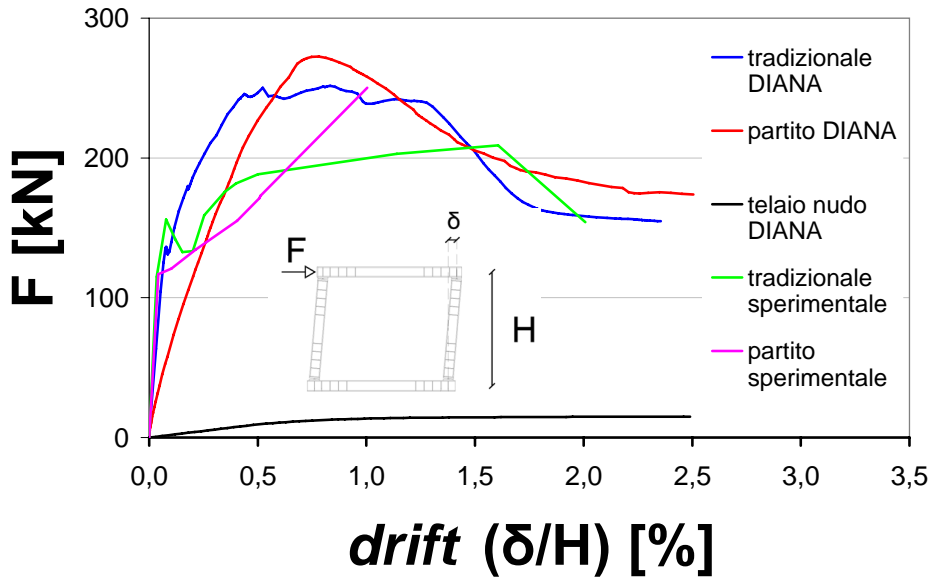


Figura 5.9: Confronto curve di involucro sperimentali e monotone numeriche (parametri da letteratura) per tamponamento in laterizio tradizionale e partito.

La presenza di partizioni modifica invece il quadro fessurativo, che si concentra nello scorrimento lungo le linee di partizione, almeno inizialmente (Figura 5.12(a)), salvo poi evolvere verso forme di *crushing* locale nelle zone di contatto con il telaio (parte colorata, a farfalla, nella zona di contatto verticale di Figura 5.12(b)). Proprio il collasso per compressione del materiale di tamponamento è stato il danno più importante nella sperimentazione (anche se localizzato in punti diversi); questo nonostante il materiale numerico fosse “isotropo”<sup>6</sup> mentre quello sperimentale “ortotropo” (mattoni forati).

Lo stato di compressione che si manifesta aumenta all’aumentare della deformazione, andando parzialmente a spiegare i fenomeni di *crushing* indicati in precedenza. I picchi di sforzo sono localizzati in corrispondenza degli angoli compressi delle porzioni di tamponamento individuate dalle partizioni anche in fase pre-fessurativa (Figura 5.13(a)); all’aumentare della deformazione i fenomeni di fessurazione interna al tamponamento (per taglio e trazione) permettono una redistribuzione degli sforzi fino al picco di resistenza (Figura 5.13(b)). Anche in tale condizione gli sforzi nel tamponamento superano

<sup>6</sup>Definizione semplicistica.

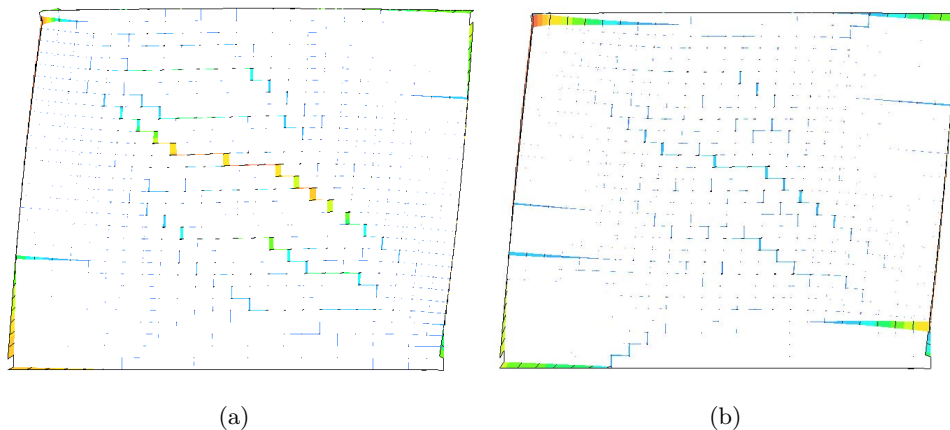


Figura 5.10: Quadro fessurativo/violazione criterio di scorrimento per tamponamento in laterizio (tecnica tradizionale) al picco di resistenza (drift = 0,43%, a) ed alla fine del plateau (drift = 1,3%, b).

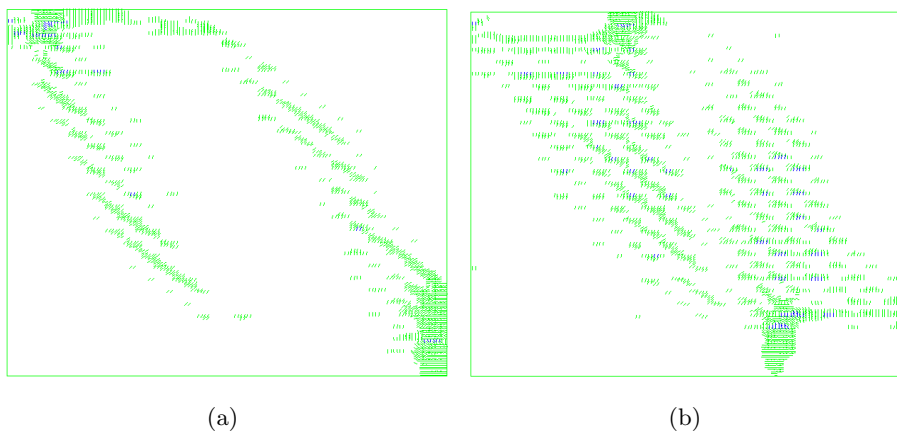


Figura 5.11: Sforzo principale minimo: localizzazione punti in cui il valore è maggiore di 5 MPa, per tamponamento in laterizio (tecnica tradizionale) al picco (drift = 0,43%, a) ed alla fine del plateau (drift = 1,3%, b).

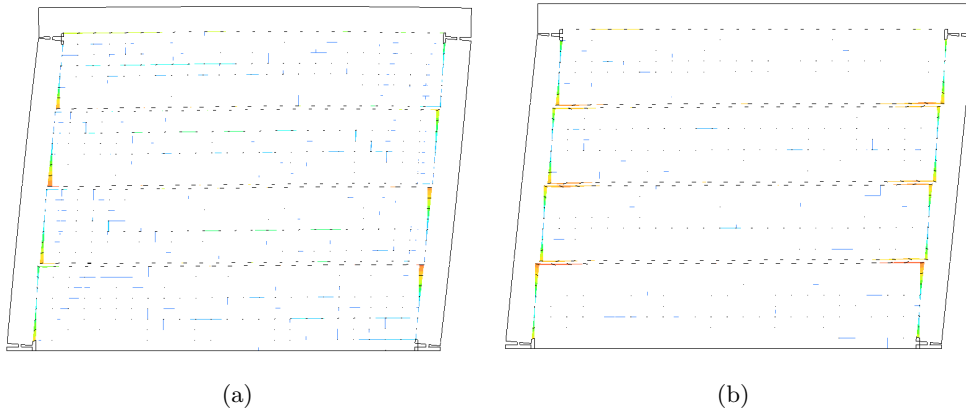


Figura 5.12: Quadro fessurativo/violazione criterio di scorrimento per tamponamento in laterizio partito al picco di resistenza (drift = 0,78 %, a) ed al limite di spostamento (drift = 2,5 %, b).

solo localmente il valore di  $5 \text{ MPa}$ <sup>7</sup> (Figura 5.13(c)), confermando la capacità delle partizioni di limitare “geometricamente” il problema diffusivo alla zona di contatto, impedendo alla sollecitazione di interessare l’intero tamponamento (non si può formare il noto puntone).

### 5.1.5 Considerazioni parziali

L’utilizzo di modelli molto dettagliati per lo studio di soluzioni di tamponamento è di fatto proponibile solamente in termini di ricerca e per assemblaggi molto limitati.

Inoltre, in un caso di materiale dalle caratteristiche molto variabili come la terra cruda, tale raffinatezza può non condurre a risultati migliori o più realistici rispetto a soluzioni più facilmente maneggiabili.

I modelli proposti danno delle risposte in genere in linea con i risultati sperimentali. Uno degli aspetti di maggior interesse nel caso della terra cruda con partizioni riguarda la prevedibilità dei risultati: con parametri calibrati a priori su prove locali si può cogliere con un margine di errore accettabile (circa del 10 %) la curva di involuppo sperimentale. Tale errore è relativamente molto minore se si considera che i telai tradizionali hanno generalmente caratteristiche meccaniche migliori (resistenza almeno doppia) rispetto a quello dei test,

<sup>7</sup>Il valore di resistenza a compressione delle interfacce è di  $8,5 \text{ MPa}$ .

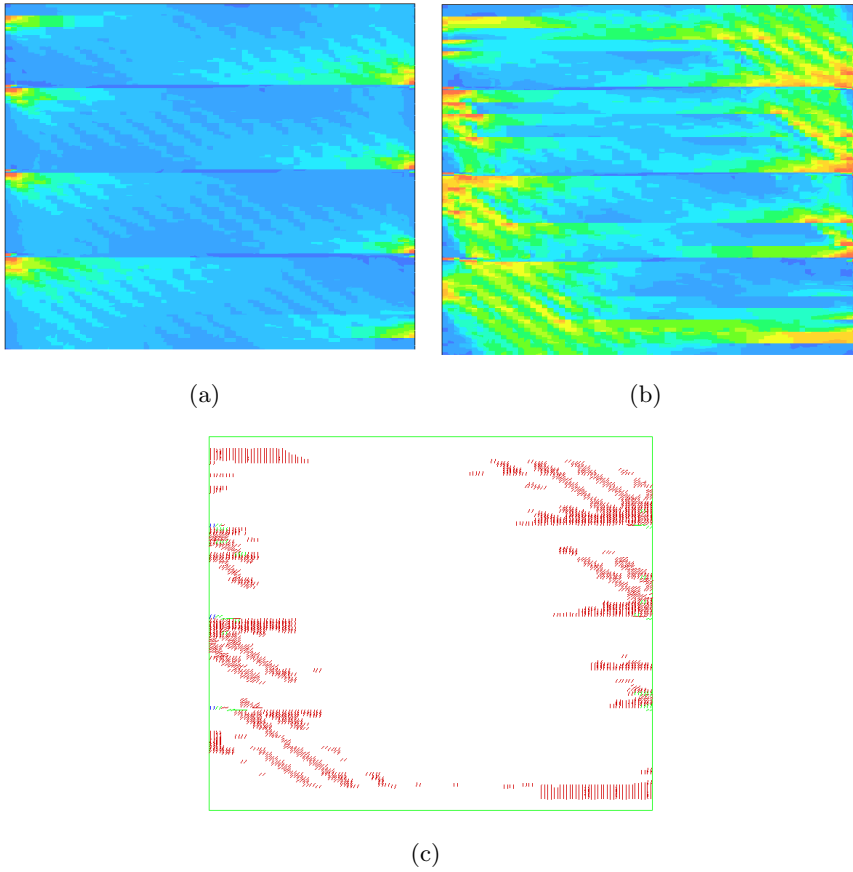


Figura 5.13: Sforzo principale di compressione: distribuzione in fase prefessurativa (drift = 0,25 %, a), al picco (drift = 0,78 %, b) e localizzazione dei punti in cui il valore è maggiore di 5 MPa, al picco di resistenza (c).

per cui l'incidenza dell'errore di stima della resistenza del tamponamento sul comportamento strutturale è piccolo.

Operazioni di *fitting*<sup>8</sup> riescono a garantire risultati ancora migliori, ma si tratta di manipolazioni a posteriori e che quindi necessitano di un riferimento specifico.

Nel caso della terra cruda è inoltre interessante notare che l'inserimento di partizioni tende a rendere i risultati numerici più affini a quelli delle prove sperimentali a parità di bontà dei parametri a disposizione. In altre parole, non essendo disponibile o ottenibile una conoscenza dettagliata di geometria e stato di contatto iniziale tra telaio e tamponamento a causa di fenomeni di ritiro ed imperfezioni esecutive, l'inserimento di linee di debolezza limita i possibili percorsi fessurativi e l'effetto delle incertezze strutturali.

Da queste prime analisi si può concludere che, nonostante lo scorrimento attritivo, forzato dalla presenza di partizioni, sia un meccanismo in teoria infinitamente duttile per le murature (per cui in genere il collasso è determinato da altri meccanismi, Magenes e Calvi (1997)), fenomeni di *crushing* locale limitano la capacità deformativa dei tamponamenti.

La rigidezza del materiale di tamponamento è quindi un parametro importante (sia nel caso di costruzione con tecnica tradizionale che con partizioni), a cui è verosimilmente associato un limite di deformazione in funzione di geometria strutturale e caratteristiche meccaniche dei materiali, oltre il quale si ha collasso o perdita di resistenza per *crushing*, a prescindere dal panorama fessurativo iniziale.

## 5.2 Modelli macroscale locale

L'approccio alla modellazione presentato nelle sezioni che seguono prevede l'utilizzo di un materiale di tamponamento continuo, lineare e non-lineare. Tale scelta colloca le analisi ad un livello intermedio tra la pratica progettuale e la ricerca pura, poichè i tempi richiesti sono poco compatibili con esigenze quotidiane, come ogni modellazione dei tamponamenti con elementi bidimensionali.

I risultati proposti, riassunto di uno studio parametrico più ampio, sono stati ottenuti attraverso il codice commerciale *Abaqus 6.7*.

---

<sup>8</sup>Condotte nel rispetto del significato fisico dei parametri.

### 5.2.1 Analisi materiali lineari

Le analisi con materiali elastici lineari permettono di analizzare il comportamento della struttura nelle fasi iniziali di un sisma o per eventi di bassa intensità.

Le grandezze da cui si possono trarre spunti interessanti sono la rigidità iniziale, i massimi sforzi nel tamponamento e l'energia di deformazione accumulata dal sistema.

A causa dell'estrema semplicità dei modelli proposti, i risultati ottenuti sono di carattere esemplificativo e generale. Proprio grazie alla generalità dei risultati, nella sezione che segue l'analisi è stata estesa ad un campo di indagine piuttosto ampio di caratteristiche meccaniche dei materiali.

#### 5.2.1.1 Descrizione modello

Il caso in esame è quello di un portale tamponato, simulato con elementi elastici lineari<sup>9</sup>, bidimensionali, in stato di sforzo piano. L'unica non-linearità riguarda il problema di contatto telaio-tamponamento, assunto monolatero frizionale.

Il telaio ha caratteristiche meccaniche del calcestruzzo elastico, con pilastri di dimensioni  $200 \times 200$  mm, e trave di dimensioni  $200 \times 400$  mm ( $b \times h$ ); la rigidità della trave è stata aumentata per prendere in considerazione la collaborazione del solaio di interpiano.

Il materiale di tamponamento è stato considerato isotropo; generalmente forti anisotropie si manifestano in fase post-elastica; l'anisotropia elastica del tamponamento è risultata comunque poco influente sui risultati.

Quando disposte, le partizioni in legno hanno spessore di 3 cm. Il legame attritivo lungo le interfacce partizione-tamponamento è considerato a coesione nulla, frizionale e nondilatante.

I risultati sono presentati, se non specificamente definito, per  $drift = 0,5\%$  (spostamento trave:  $\delta = 14,5$  mm), limite per cui una muratura può essere considerata "integrata", come risposta a sollecitazione compatibili con *SLD*.

---

<sup>9</sup>Per cui resistenti a trazione.



### 5.2.1.2 Effetto partizioni

L'interazione telaio-tamponamento, come sottolineato da molti autori, è governata da geometria (pendenza della diagonale) e caratteristiche meccaniche dei materiali (attraverso la rigidità relativa degli elementi, da cui dipende anche la lunghezza di contatto).

Stante lo scopo della tesi, si è valutato l'effetto di:

1. presenza di partizioni, che diminuisce la pendenza geometrica degli eventuali puntone, limitandone l'efficacia;
2. utilizzo di un materiale di tamponamento poco rigido, che aumenta la lunghezza di contatto (problema diffusivo bidimensionale) e diminuisce il quantitativo di taglio incassato dal tamponamento.

L'importanza della geometria individuata dalle partizioni si evince confrontando le curve carico-spostamento di Figura 5.14, ottenute per  $E_{tamp} = 500 \text{ MPa}$ <sup>10</sup>,  $H = 2,9 \text{ m}$ ,  $L = 5 \text{ m}$ . Disponendo partizioni orizzontali, per cui l'inclinazione del puntone è  $< 45^\circ$ , si ottiene una diminuzione della rigidità (Figura 5.14(a)) che è possibile ottenere disponendo partizioni verticali in numero maggiore, in modo tale da portare la pendenza dei puntone ad angoli  $> 45^\circ$ <sup>11</sup> (Figura 5.14(b)).

Dividendo a metà il tamponamento attraverso una singola partizione verticale, per la geometria del portale considerata, la rigidità è maggiore di quella del telaio costruito secondo tecnica tradizionale.

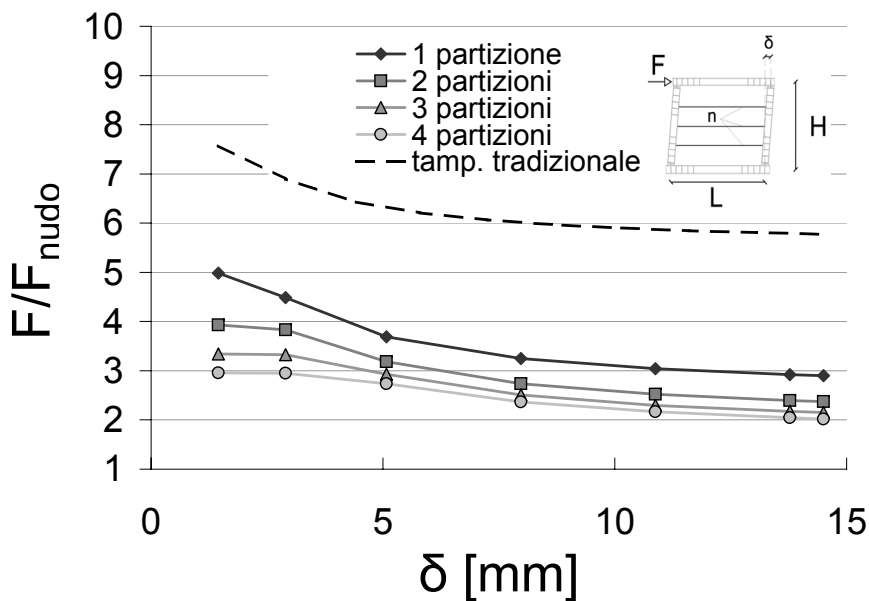
Come si può notare in Figura 5.14, l'incremento di rigidità rispetto al telaio nudo dipende dallo spostamento impresso anche per materiali lineari, con interazione che tende a stabilizzarsi all'aumentare del *drift*.

Oltre a limitare la rigidità globale, l'inserimento delle partizioni diminuisce la quantità di energia accumulabile dalla struttura nel puntone. La tendenza è del tutto uguale a quella mostrata per la rigidità, con diminuzione dell'energia di deformazione<sup>12</sup> all'aumentare della variazione di inclinazione del puntone rispetto ai  $45^\circ$  (Figura 5.15).

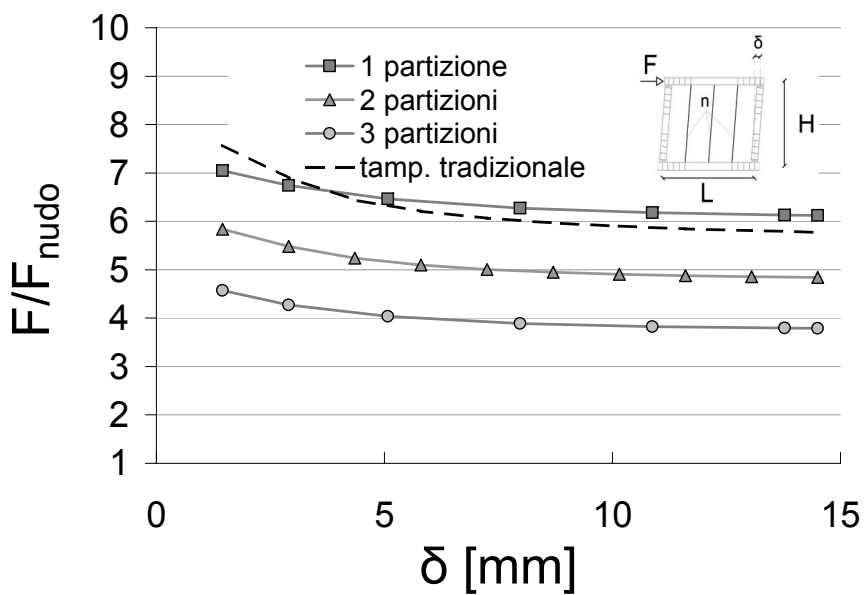
<sup>10</sup>Rigidità maggiore rispetto alla terra cruda, ma lo scopo prefisso è qualitativo.

<sup>11</sup>Anche questo aspetto ha consigliato di disporre partizioni orizzontali nella sperimentazione di capitolo 4.

<sup>12</sup>Valori indicativi, per la sensibilità al tipo di elemento scelto per la modellazione.



(a)



(b)

Figura 5.14: Curva forza-spostamento per portale tamponato (tamp. elastico) rispetto al telaio nudo al variare del numero di partizioni, orizzontali (a) e verticali (b).

Assumendo lo sforzo equivalente di *von Mises* come indice dello stato di sollecitazione del tamponamento, si nota come le partizioni aumentino il valore assoluto del massimo sforzo, ma scarichino il resto del tamponamento (Figura 5.16).

Figura 5.17 indica come il fenomeno diffusivo del contatto tamponamento-telaio, in presenza di partizioni, si esaurisca ad una distanza circa pari ad  $1/10$  della lunghezza della diagonale, e le trazioni siano localizzate solamente in una zona limitata. Per partizioni orizzontali, lo sforzo medio nella zona centrale del puntone (quella di ascissa curvilinea compresa tra 0,2 e 0,8 volte la lunghezza della diagonale) varia tra il 35% (singola partizione) ed il 17% (4 partizioni) dell'analogo valore per il tamponamento tradizionale.

In Figura 5.18, dove le zone più scure indicano intensità di sforzo maggiore, si può notare la generale diminuzione di energia accumulata nella struttura.

### 5.2.1.3 Influenza modulo elastico tamponamento

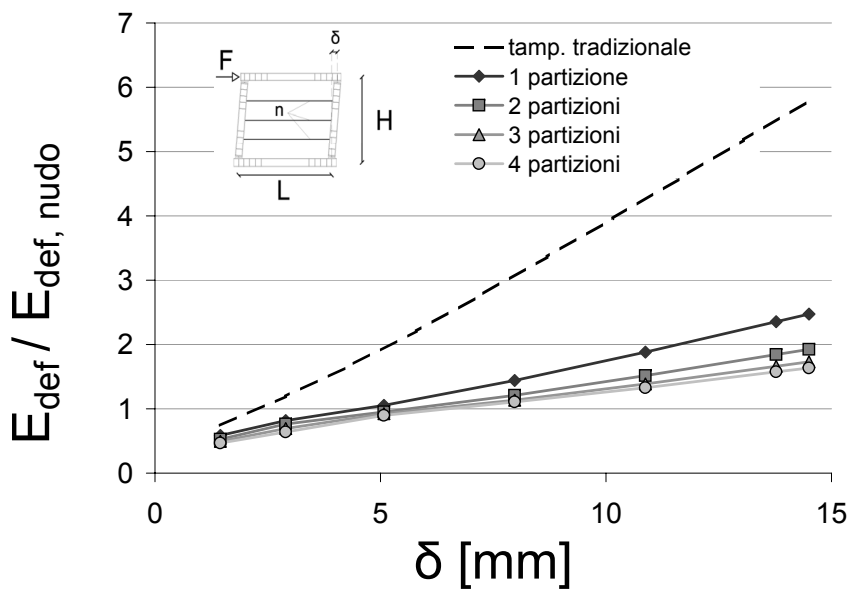
Il valore del modulo elastico dei tamponamenti, considerabili omogenei ed isotropi in via semplificata, è di difficile determinazione, per lo scarso controllo dei materiali e delle condizioni di posa e maturazione degli stessi. L'inserimento di partizioni permette di limitare l'effetto del parametro sulla stima della rigidezza iniziale del sistema<sup>13</sup> (Figura 5.19).

In termini di energia di deformazione, il rapporto tra valore ottenuto per il telaio tamponato e per il telaio nudo è numericamente molto simile al rapporto tra le rigidezze secanti.

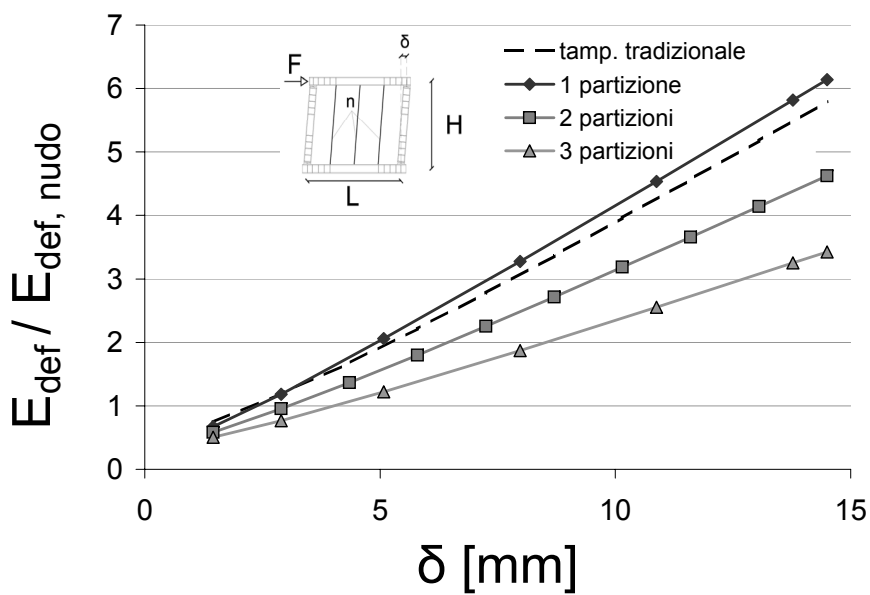
Anche dal punto di vista dello sforzo medio equivalente lungo la diagonale, si nota che la crescita è molto simile a quella mostrata per la rigidezza secante; valutando il rapporto tra sforzo medio e modulo elastico del tamponamento si può notare una relazione lineare rispetto al logaritmo del modulo elastico, sia per tamponamento tradizionale che partito (Figura 5.20).

---

<sup>13</sup>Si è considerato un tamponamento partito in 3 parti in orizzontale; tale numero di partizioni è risultato significativo per le grandezze elastiche valutate.

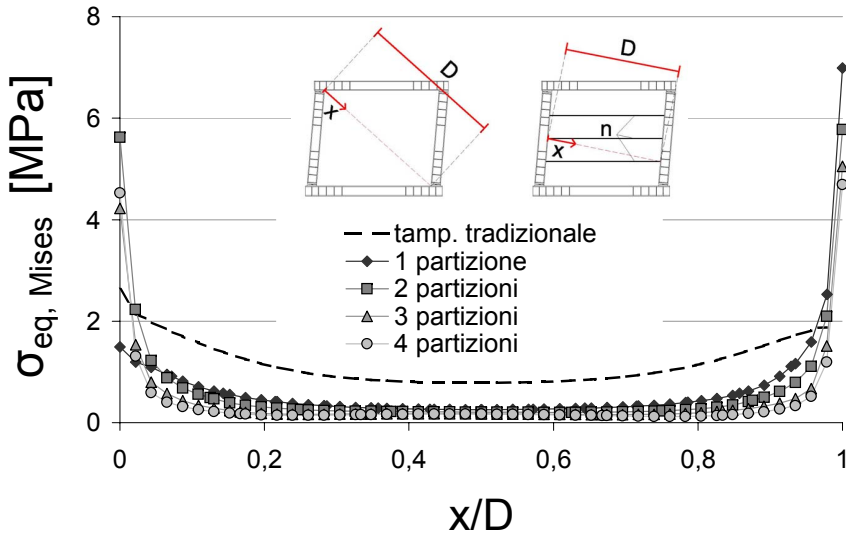


(a)

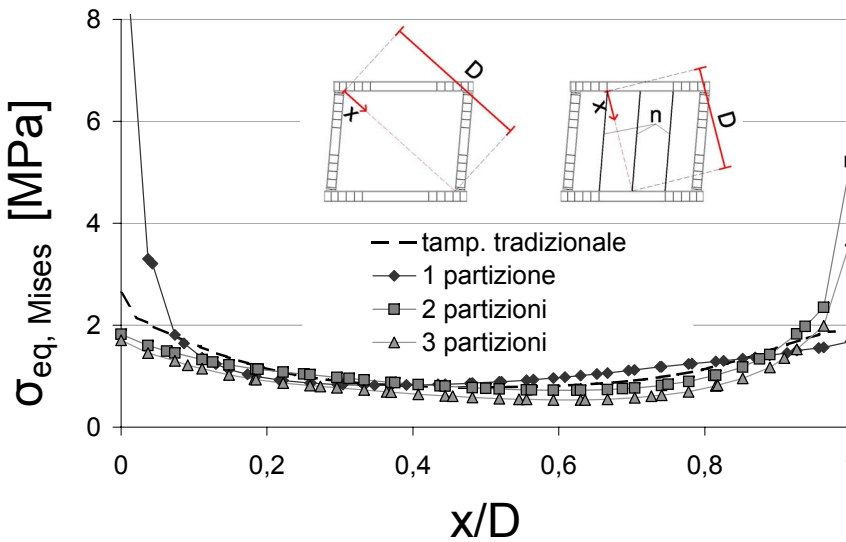


(b)

Figura 5.15: Curva energia di deformazione-spostamento per portale tamponato (tamp. elastico) rispetto al telaio nudo (curva linearizzata) al variare del numero di partizioni, orizzontali (a) e verticali (b).

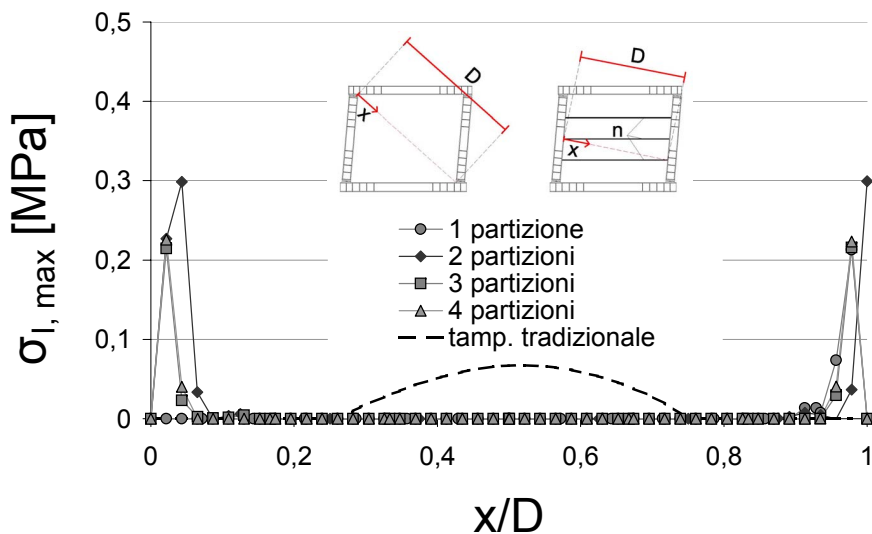


(a)

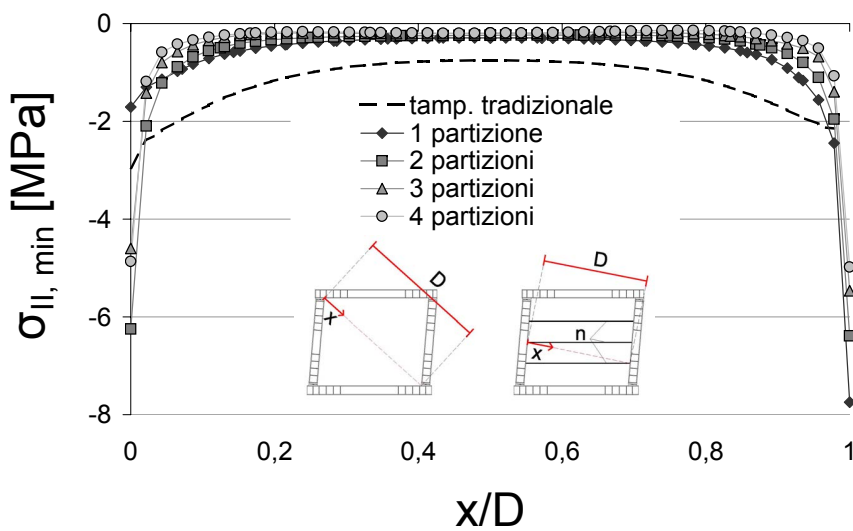


(b)

Figura 5.16: Diagramma sforzi equivalenti di von Mises lungo la diagonale di portale tamponato (tamp. elastico) al variare del numero di partizioni, orizzontali (a) e verticali (b), drift = 0,5%.



(a)



(b)

Figura 5.17: Diagramma sforzi principali di trazione (a) e compressione (b) lungo la diagonale di portale tamponato (tamp. elastico) al variare del numero di partizioni orizzontali, drift = 0,5%.

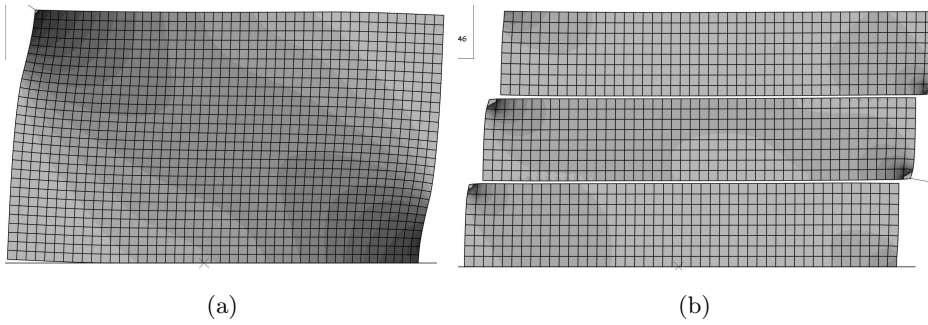


Figura 5.18: Sforzo equivalente di von Mises per tamponamento tradizionale (a) e partito (b),  $E = 500$  MPa, drift = 0,5 %.

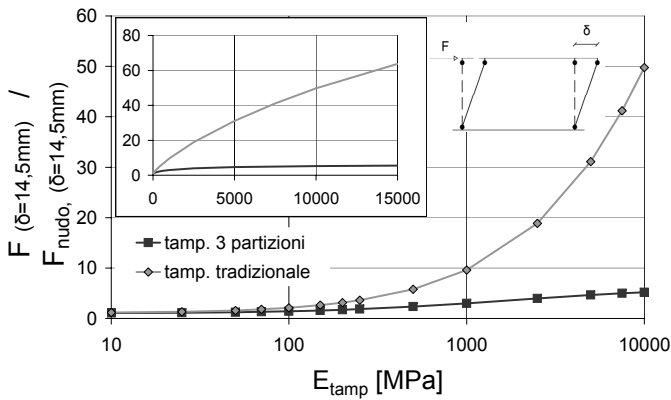


Figura 5.19: Effetto della variazione del modulo elastico del tamponamento sulla rigidità secante di portale tamponato, drift = 0,5 %.

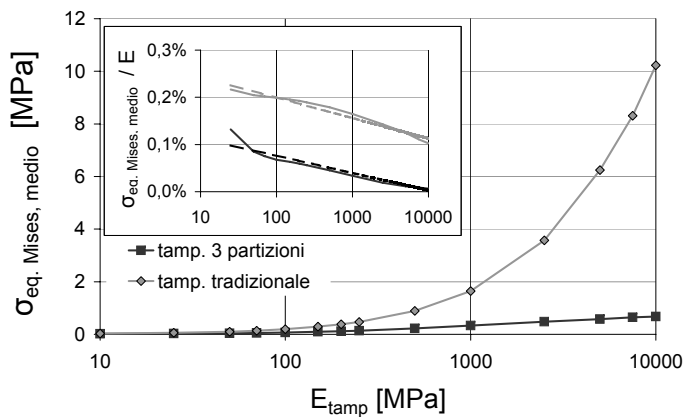


Figura 5.20: Effetto della variazione del modulo elastico del tamponamento sullo sforzo equivalente medio lungo la diagonale, drift = 0,5 %.

#### 5.2.1.4 Influenza altri parametri

I dati che seguono sono riferiti ad un tamponamento di caratteristiche tipo terra cruda ( $E = 50$  MPa); nel caso di tamponamento partito, il riferimento è ad un tamponamento diviso in 3 parti.

Mentre il coefficiente di attrito lungo le interfacce verticali non ha praticamente influenza su alcuna delle grandezze indagate (la massima variazione rispetto al caso di  $\mu = 0,4$  è del 5%), più importante, nel caso di partizioni orizzontali, è ovviamente il coefficiente di attrito tamponamento-partizione; l'incremento di rigidezza secante, passando da  $\mu = 0,4$  a  $\mu = 1$ , è del 15,3% per tamponamento partito, dell'8,4% per tamponamento costruito secondo la tecnica tradizionale. L'importanza del parametro sarà trattata in forma più estesa nel corso delle analisi non-lineari.

La trattazione dell'anisotropia elastica del tamponamento è una problematica di non semplice soluzione. Sebbene le prove locali abbiano mostrato rigidezza differente per compressione lungo le due direzioni "principali" della muratura, le condizioni di maturazione dei manufatti potrebbero portare ad una differenza tra comportamento di assemblaggio e muratura: i corsi più in basso, compressi in fase di maturazione dal peso della muratura sovrastante, potrebbero rivelarsi più rigidi e resistenti. Il parametro comunque non sembra influire in maniera determinante sulle grandezze strutturali indagate, sia per tamponamento tradizionale che partito, almeno per gradi di anisotropia realistici (Figura 5.21). Da notare comunque che una rigidezza a compressione "verticale" maggiore rispetto a quella "orizzontale" tende ad avere effetti più marcati sul comportamento strutturale.

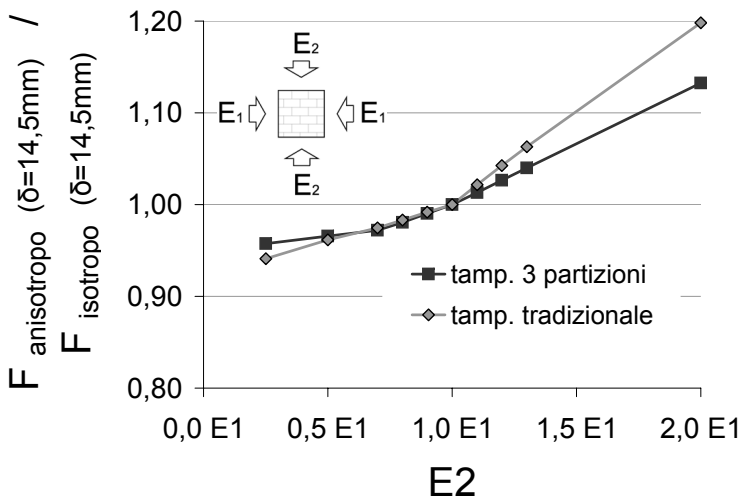
La luce del portale incide sulla rigidezza della struttura, ma in modo non determinante. L'effetto irrigidente non segue una legge lineare, a causa della variazione di condizioni di contatto. Mentre per tamponamenti tradizionali il *trend* è ascendente all'aumentare della luce, per tamponamento partito si ha un minimo di rigidezza per luce di 4 m.

I risultati omessi sono riportati sinteticamente nell'Appendice C.

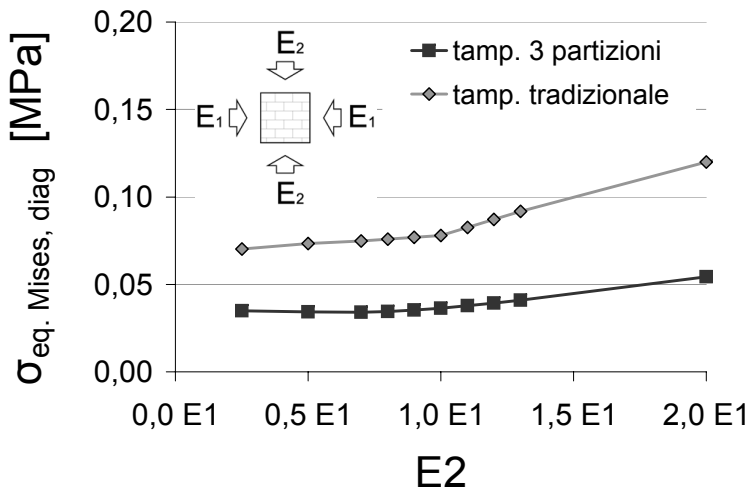
#### 5.2.1.5 Considerazioni parziali

Nei limiti della trattazione elastica, emergono alcuni aspetti interessanti sulle partizioni ed i parametri di maggior influenza sulla risposta strutturale.





(a)



(b)

Figura 5.21: Rigidezza secante (a) e sforzo medio equivalente lungo la diagonale (b) per drift = 0,5% al variare del grado di anisotropia elastica del tamponamento  $E_{or} = E_1 = 50$  MPa.

Il ruolo delle partizioni diviene importante quando queste di fatto costituiscono una linea di discontinuità nel tamponamento, nel qual caso evitano la formazione del noto puntone diagonale. Questa regione, individuata dalla differente rigidezza di elementi di telaio (aste flessionali) e di tamponamento (pannelli bidimensionali), funge da accumulatore di energia di deformazione in elementi tradizionalmente fragili. La presenza di partizioni scarica il tamponamento, anche se localmente può dare origine a sforzi di contatto elevati, e diminuisce la rigidezza in piano della struttura rispetto ad un tamponamento tradizionale.

Se il tamponamento è realizzato in terra cruda, materiale molto deformabile, questi aspetti vengono ulteriormente amplificati.

La presenza di partizioni, tanto più efficace quanto più la regione “isolata” dalle partizioni ha pendenza della diagonale differente da  $45^\circ$ , rende i modelli meno sensibili alla scelta dei parametri (elastici) utilizzati per la caratterizzazione del tamponamento.

Tra questi, quello di maggior importanza è il modulo elastico; assumere il materiale isotropo non sembra incidere particolarmente sui risultati ottenuti, almeno nell’ambito della grandezze indagate.

### 5.2.2 Analisi materiali non-lineari

Le analisi che seguono differiscono da quelle illustrate in precedenza per la scelta di modellazione del materiale di tamponamento come continuo omogeneo non-lineare, volta alla conoscenza del comportamento strutturale per spostamenti compatibili con sismi di grande intensità. Per tale motivo, sono state indagate quelle grandezze globali associabili a condizioni ultime, quali danneggiamento, capacità dissipativa, duttilità.

La sezione che segue è caratterizzata da un modello di materiale relativamente semplice, in grado comunque di fornire risultati accettabili a fronte di un onere computazionale medio. L’intento è quello di analizzare i parametri di maggior importanza per il modello adottato, focalizzando l’attenzione su caratteristiche ascrivibili alla terra cruda.

Le prove sono di carattere monotono, per i motivi espressi in precedenza.

### 5.2.2.1 Descrizione modello e materiali

Il modello considerato è caratterizzato da telaio e tamponamento non-lineari.

Le analisi si sono limitate ad un singolo portale a causa dell'onere computazionale richiesto; tale ipotesi è giustificata nel caso di terra cruda, per cui la variazione di deformazione del telaio rispetto al caso nudo per effetti di contatto con il tamponamento è trascurabile.

Il telaio al contorno, in acciaio, è caratterizzato da plasticità perfetta alla *von Mises*. La scelta dell'acciaio, sebbene non comune nell'edilizia nazionale, è stata orientata dalla volontà di non aggiungere alle simulazioni complicazioni numeriche imputabili al comportamento non-lineare del telaio. Inoltre, poiché la capacità dissipativa per plasticizzazione di soluzioni costruttive in acciaio è elevata, il confronto con la dissipazione per attrito nei tamponamenti risulta volutamente penalizzante per quest'ultima.

La geometria degli elementi è realistica per il telaio di un edificio di pochi piani di altezza, luce delle travi 4,3 m, luce dei solai 5 m, accelerazione di picco del terreno  $a_g = 0,25$  g. Il portale è comunque la condizione al contorno per il tamponamento, su cui è concentrata l'attenzione.

I profili scelti per i pilastri sono di tipo *HEB 240*, per la trave *IPE 240*, in acciaio *S275*. La tipologia delle connessioni, a cerniera o incastro, sarà specificata ove richiesto.

Il tamponamento è stato modellato come un continuo omogeneo isotropo non-lineare con materiale *jointed material* (Abaqus (2007)), dalle seguenti caratteristiche:

- modella continui con superfici di scorrimento attritivo (perfettamente plastico) parallele tra loro in una o più direzioni<sup>14</sup>;
- la spaziatura dei giunti deve essere sufficientemente limitata rispetto alle dimensioni strutturali;
- funziona meglio nel caso di prevalente compressione;
- presuppone che il comportamento elastico del materiale in caso di giunti chiusi sia isotropo e lineare.

---

<sup>14</sup>Modello di origine geotecnica, utilizzabile ad esempio nel caso di rocce sedimentarie.

Il materiale richiede una modellazione  $3D$ .

La superficie di snervamento a taglio è definita da:

$$f_a = \tau_a - p_a \tan \beta_a - d_a = 0, \quad (5.1)$$

dove  $\tau_a$  è lo sforzo di taglio distribuito lungo la superficie di contatto,  $p_a$  la pressione normale,  $\beta_a$  l'angolo di attrito e  $d_a$  la coesione, tutto riferito alla direzione  $a$  del giunto.

La direzione del flusso plastico è definita da:

$$d\gamma_{a\alpha}^{pl} = d\bar{\epsilon}_a^{pl} \frac{\tau_{a\alpha}}{\tau_a} \cos \psi_a; \quad (5.2)$$

$$d\epsilon_{an}^{pl} = d\bar{\epsilon}_a^{pl} \sin \psi_a, \quad (5.3)$$

dove in particolare  $\psi_a$  rappresenta l'angolo di dilatanza<sup>15</sup>.

Inoltre, il legame contiene un meccanismo di collasso per il *bulk material* basato sul criterio di *Drucker Prager*, secondo:

$$q - p_a \tan \beta_b - d_b = 0, \quad (5.4)$$

dove  $q \stackrel{def}{=} \sqrt{\frac{3}{2} \mathbf{S} : \mathbf{S}}$  è lo sforzo deviatorico equivalente di *von Mises* ( $\mathbf{S} \stackrel{def}{=} \boldsymbol{\sigma} + p\mathbf{I}$ ;  $p \stackrel{def}{=} \frac{1}{3} \mathbf{I} : \boldsymbol{\sigma}$ ),  $\beta_b$  l'angolo di attrito e  $d_b$  la coesione del *bulk material*. Il flusso plastico del *bulk material* è governato da un ulteriore angolo di dilatanza.

Per semplicità e perchè, allo stato attuale di conoscenza del materiale terra cruda una differente ipotesi non avrebbe avuto senso, si è assunto  $\beta_b = 0$  in Equazione 5.4, per cui la frontiera del dominio di snervamento per compressione è una superficie di *von Mises*.

Il modello comportamentale è rappresentato in Figura 5.22.

È stata assunta un'unica direzione dei giunti, parallela ai letti di malta (direzione orizzontale).

Per ragioni di stabilità numerica, il materiale è stato considerato resistente a trazione, con l'accortezza di verificare che tale ipotesi fosse verosimile ed accettabile. Sebbene la resistenza a trazione dei giunti di testa sia in genere

---

<sup>15</sup>Se  $\psi \neq \beta$  (Equazione 5.1) in un qualunque sistema di giunti è necessario assumere uno schema di soluzione per matrici nonsimmetriche.

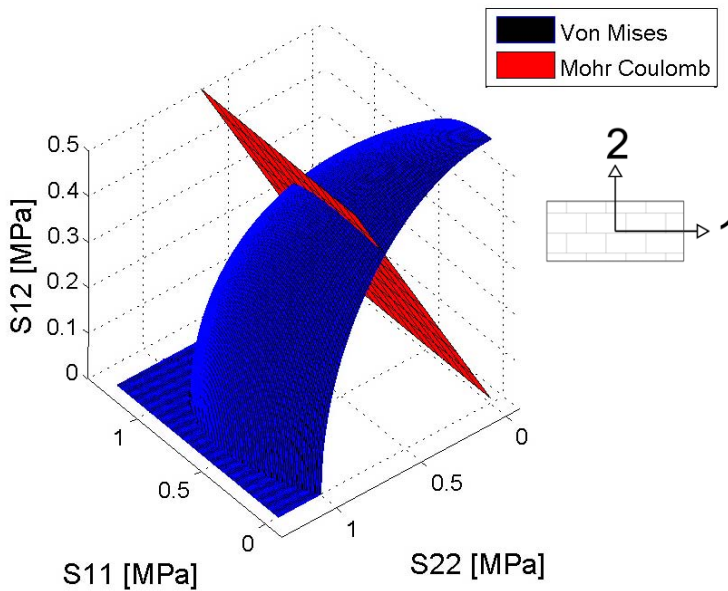


Figura 5.22: Modello di materiale di tamponamento per analisi non-lineari, Abaqus.

limitata, a livello di assemblaggio entrano in gioco meccanismi legati alla tessitura muraria (Backes (1985)) che rendono verosimile l'ipotesi di cui sopra, almeno per sollecitazioni limitate.

### 5.2.2.2 Validazione modello materiale

Il confronto di Figura 5.23 tra modello ad elementi finiti con tamponamento (costruito secondo tecnica tradizionale) continuo omogeneo non-lineare e prova sperimentale di cui al Capitolo 4 mostra una discreta similitudine, in termini di involuppo, considerando i seguenti aspetti:

- le caratteristiche dei materiali sono state calibrate **a priori** (ove per motivi di stabilità numerica non si sia resa necessaria una calibrazione del valore dell'angolo di dilatanza,  $\psi$ ) su assemblaggi di muratura;
- il comportamento a taglio ipotizzato è elastico perfettamente plastico, e non quasi-fragile come nella realtà, per cui o la resistenza post-picco a taglio è sovrastimata, o è sottostimata quella di picco;

- la stabilità delle analisi ha imposto di utilizzare un materiale resistente a trazione.

Proprio la dilatanza, parametro che determina la direzione del flusso plastico, è probabilmente il fattore più limitante del modello per le implicazioni numeriche connesse. In merito, si può consultare la sezione dedicata al tema riportata di seguito.

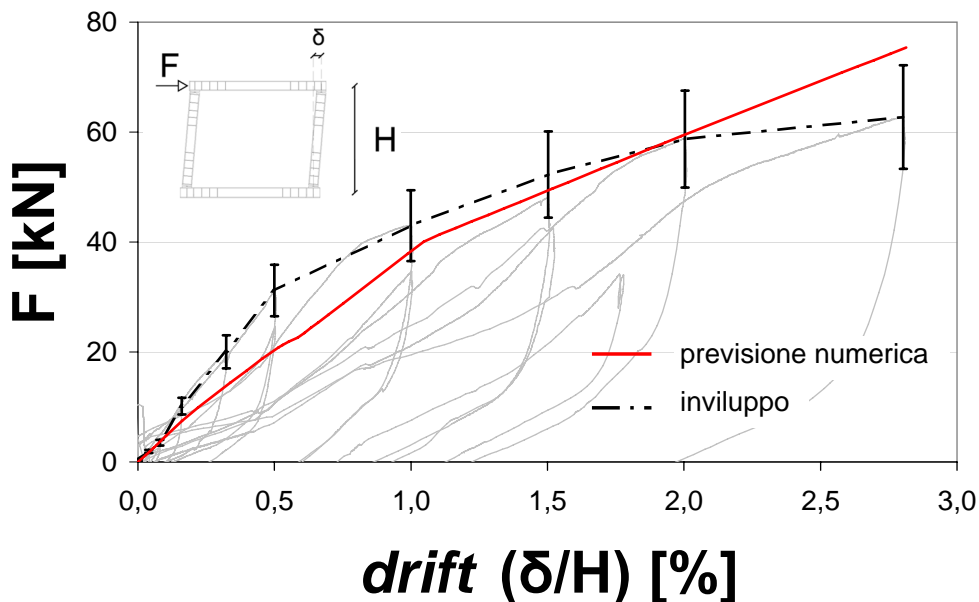
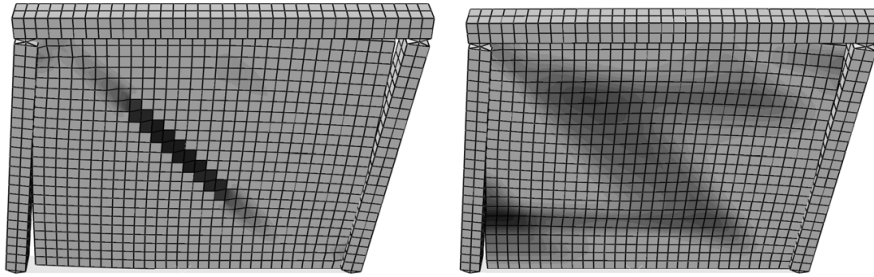


Figura 5.23: Confronto curva forza-drift prova sperimentale e modello EF Abaqus per tamponamento tradizionale; barra errore: 15%.

Il panorama di violazione del criterio di scorrimento che si può cogliere è in discreto accordo con quello della parete reale al termine della prova sperimentale (prova con carico ciclico): non si manifesta plasticizzazione in compressione (*crushing* nella prova sperimentale) e la violazione della resistenza a taglio (fessure a scalini) si manifesta nella regione centrale della struttura in direzione diagonale (Figura 5.24).

L'utilizzo di un modello plastico tende a diffondere fenomeni che altrimenti si localizzerebbero nel caso di comportamento degradante a taglio per i giunti.

In particolare, la fessura che si sviluppa orizzontalmente nella parte inferiore del tamponamento, attribuita alla realizzazione in due distinte fasi



(a)

(b)



(c)

*Figura 5.24: Quadro fessurativo/violazione criterio di scorrimento per tamponamento in terra cruda per drift = 2,8%: modello Abaqus con resistenza dei giunti di picco (a) e residua (b) e prova sperimentale (c).*

della muratura (Sezione 4.2.4), originatasi nei cicli di carico, è anche legata a sollecitazione concomitante a trazione e taglio, come mette in evidenza la simulazione numerica con resistenza dei giunti corrispondente al valore residuo (Figura 5.24(b)).

L’inserimento di partizioni modifica lo stato di sollecitazione della struttura, andando a “scaricarla” e quindi diminuendo l’influenza dei parametri non-lineari sulla previsione della curva di involucro (Figura 5.25).

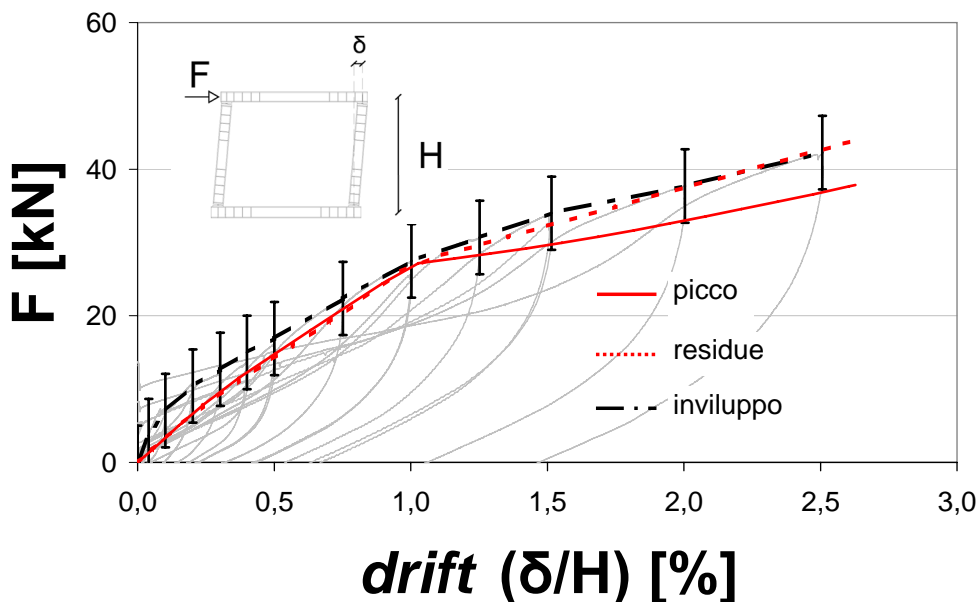


Figura 5.25: Confronto curva forza-drift prova sperimentale e modello EF Abaqus per tamponamento partito; barra errore: 15%.

La scelta più sensata, sulla scorta dell’evidenza sperimentale (nessun danno del tamponamento), sarebbe quella di attribuire al materiale la resistenza a taglio di picco misurata nelle prove a taglio sui giunti ed un angolo di dilatanza pari<sup>16</sup> a  $14^\circ$  ( $\tan \psi = 0,20$ ). Tuttavia, tale scelta produrrebbe una sottostima di rigidezza e resistenza del sistema, con panorama di danno poco dissimile dalla realtà, ma non identico (Figura 5.26(a)).

Utilizzando i valori di resistenza a taglio residua, la possibilità di ottenere un risultato è subordinata all’utilizzo di un flusso quasi associato, per cui è

<sup>16</sup>O inferiore per considerare il degrado volumetrico nei cicli.



stato necessario considerare un angolo di dilatanza pari a  $30^\circ$  ( $\tan \psi = 0,57$ ). In questo caso, l'approssimazione della curva sperimentale è molto buona, ma il panorama di danno poco realistico (Figura 5.26(b)). L'incremento di dilatanza risponde comunque solamente a necessità numeriche e non ad operazioni di ottimizzazione.

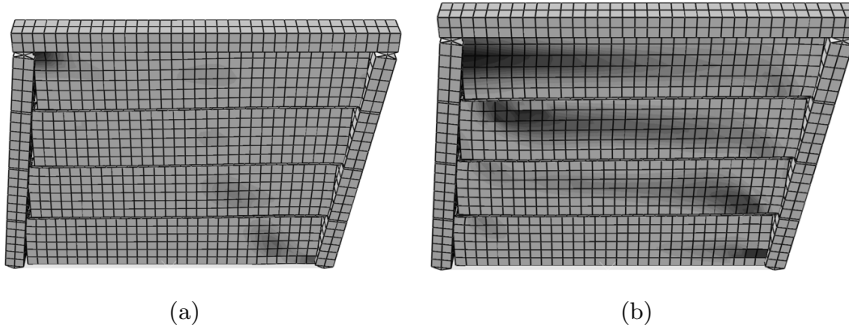


Figura 5.26: Quadro fessurativo/violazione criterio di scorrimento per tamponamento in terra cruda partito per drift = 2,5%: casi resistenza dei giunti di picco (a) e residua (b).

È necessario sottolineare come le prove sperimentali configurino una situazione particolarmente punitiva, in quanto:

- il tamponamento, le cui caratteristiche meccaniche sono incerte, fornisce il 50 – 70 % della resistenza del sistema;
- la geometria del portale (quasi quadrato) è tale amplificare ogni problematica di interazione.

Per tali ragioni, sebbene l'errore di modelli completamente calibrati a priori sia importante in termini relativi ( $> 15\%$ ), in termini assoluti, soprattutto nel caso di elementi del telaio di resistenza e rigidezza realistici, il modello di materiale sembra sufficientemente accurato.

Quindi, pur stimando i parametri su prove locali ed a basso costo, si ottengono previsioni valide del comportamento strutturale, da utilizzare eventualmente per la calibrazione di macromodelli (puntoni equivalenti).

Un aspetto interessante, che sarà spiegato più dettagliatamente in seguito, ed è verificabile a posteriori, riguarda l'importanza dell'inserimento di partizioni sulla qualità dei risultati ottenibili.

I parametri inelastici e la stessa necessità di modellazione non-lineare dei tamponamenti diventano infatti marginali per la determinazione della risposta in termini globali di resistenza. Questo è possibile però nel caso di tamponamento in terra cruda con partizioni, **il cui modulo elastico è tanto basso da escludere fenomeni di *crushing*, ed il panorama di danno si concentra lungo le linee di partizione.**

Un tamponamento elastico senza partizioni, anche in terra cruda, sarebbe molto più sensibile alla variazione di rigidità del materiale numerico (Figura 5.27(a)). Nel caso di tamponamento partito (Figura 5.27(b)), la valutazione a priori del modulo elastico porterebbe ad una buona qualità della stima della curva di involuppo, ma un *fitting* basato su considerazioni fisiche accettabili (vedere anche Sezione 5.1.3) renderebbe l'approssimazione ottima e, nel caso specifico, realistica per il panorama di danno (nessuna fessura all'interno dei blocchi di tamponamento).

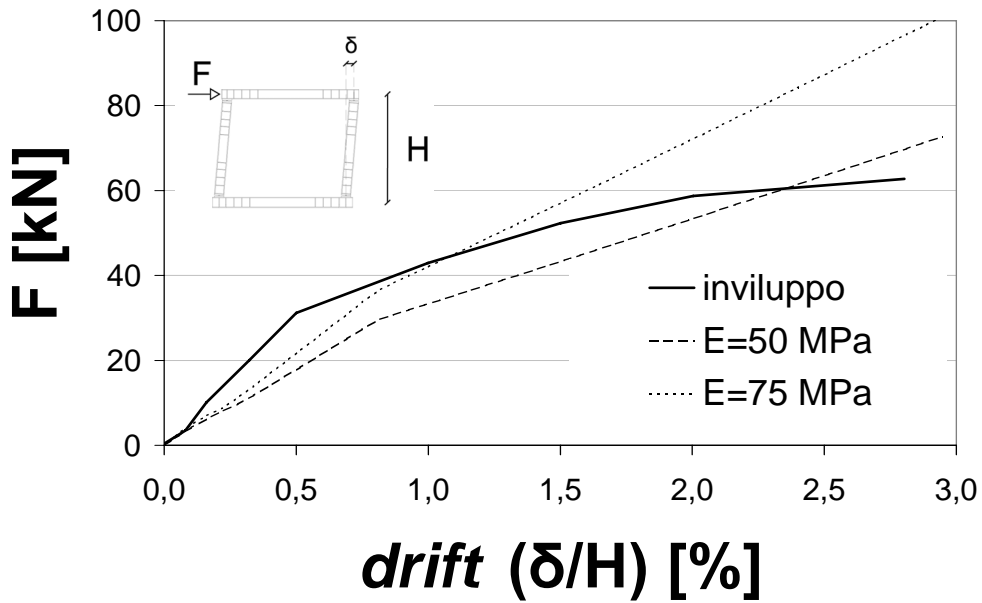
Questo ultimo confronto offre lo spunto per una riflessione sulla modellazione numerica di tamponamenti in terra cruda partiti: di fatto, le previsioni di comportamento ottenute con materiale lineare o non-lineare danno risultati simili, a patto che venga operata una calibrazione della rigidità nel primo caso.

Quindi, appare evidente il ruolo combinato di dilatanza e modulo elastico, che variano la sollecitazione in direzione normale alle partizioni rispondenti alla legge di *Coulomb*: il contributo che in analisi lineari è stato fornito dalla rigidità del materiale elastico, in analisi non-lineari è stato dato dalla dilatanza, intesa non come parametro fisico ma come “parametro numerico” minimo (necessità di flusso quasi associato) per garantire stabilità alle analisi, almeno per il modello considerato.

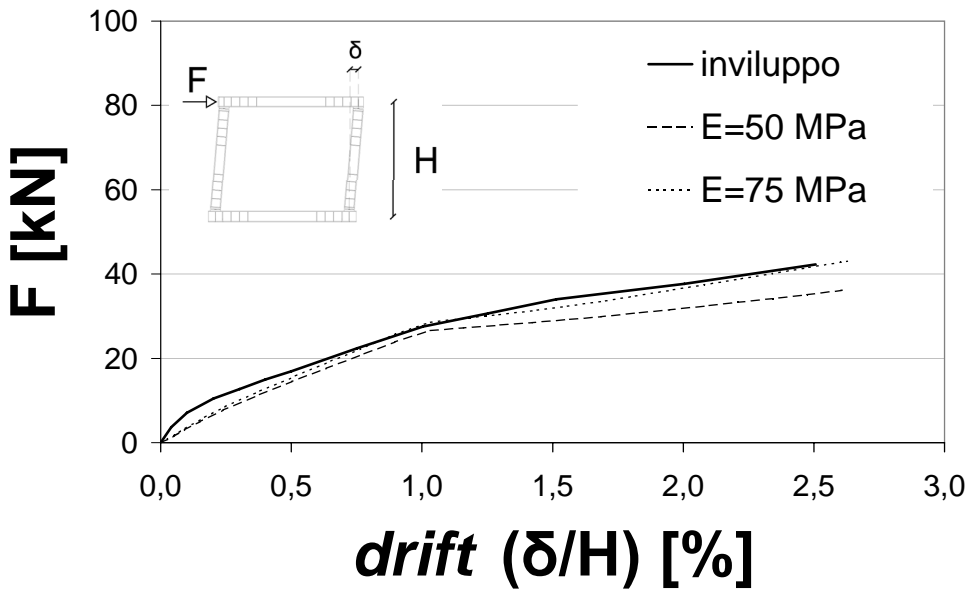
### 5.2.2.3 Effetto presenza partizioni

Pur con i limiti di modellazione del materiale evidenziati in 5.2.2.2, viene proposta un'analisi del ruolo delle partizioni sul comportamento non-lineare di sistemi tamponati in terra cruda. Lo scopo comparativo dei risultati permette una certa generalità delle considerazioni.

Un tamponamento in terra cruda garantisce, per valori di rigidità del telaio realistici (telaio in acciaio o *c.a.*), un comportamento molto simile a



(a)



(b)

Figura 5.27: Involuppo dei cicli e modellazione di tamponamento con materiale elastico: tamponamento in terra cruda costruito con tecnica tradizionale (a) e con partizioni (b).

quello del telaio nudo. Tale aspetto sembra legato al materiale terra cruda, dato che anche per il tamponamento costruito secondo tecnica tradizionale si ottiene una curva simile a quelle dei tamponamenti partiti (Figura 5.28<sup>17</sup>).

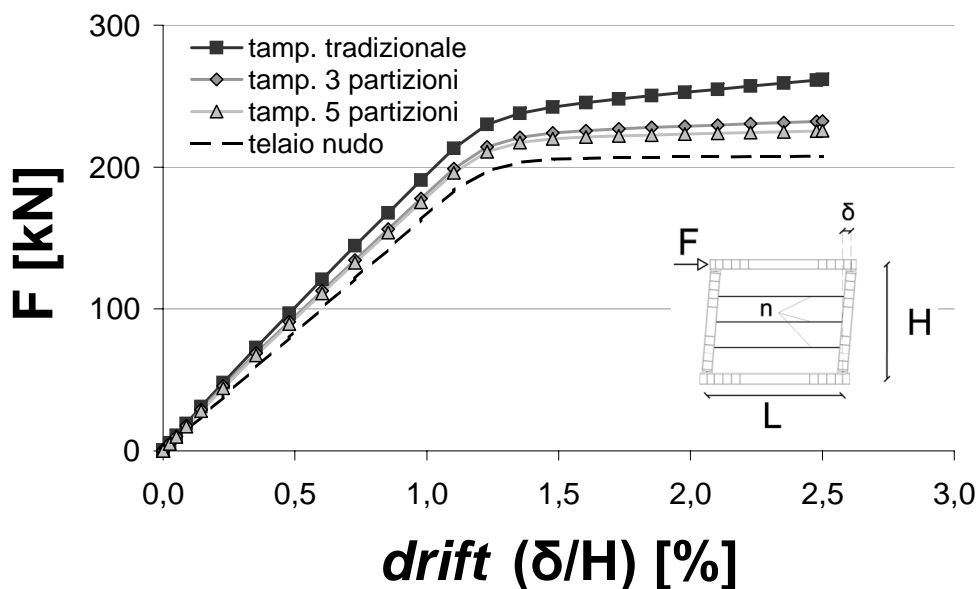


Figura 5.28: Effetto del numero di partizioni sulla resistenza di telaio tamponato.

Imputabile alle partizioni è sicuramente invece il controllo del quadro fessurativo, rappresentato dalla deformazione plastica equivalente (zone più scure di Figura 5.29<sup>18</sup>).

I fenomeni di localizzazione degli sforzi osservati anche nell'ipotesi di comportamento lineare del materiale, principalmente nelle zone di contatto telaio-tamponamento, si trasformano in plasticizzazione per spostamenti compatibili con lo *SLU*.

<sup>17</sup>Le curve sono ottenute per le seguenti caratteristiche di materiale:  $E = 50$  MPa,  $c = 0,0113$  MPa (coesione),  $\phi = 37,4^\circ$ ,  $\psi = 10^\circ$  per tamponamenti partiti,  $\psi = 15^\circ$  per tamponamento tradizionale. La differenza di dilatanza risponde ad esigenze di stabilità numerica.

<sup>18</sup>Per il modello scelto, la deformazione rappresenta sia la violazione del criterio di scorrimento frizionale che del *cap* del *bulk material*. Dati modello:  $E = 50$  MPa,  $c = 0,01$  MPa (coesione),  $\phi = 32^\circ$  (angolo di attrito),  $\psi = 10^\circ$  (dilatanza), compatibili con i residui a taglio della Sezione 3.3.2.1.

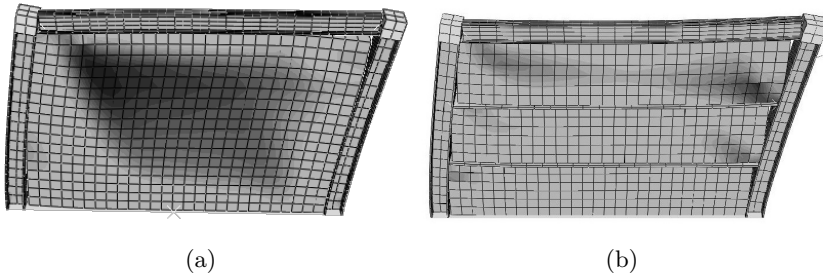


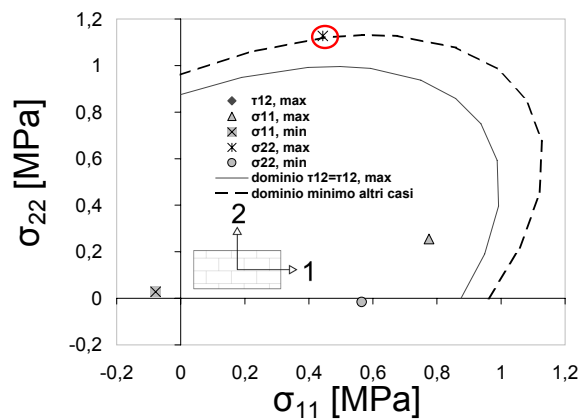
Figura 5.29: Violazione del criterio di scorrimento per tamponamento tradizionale (a) e partito (b) per drift = 2,5%.

Un aspetto non secondario riguarda il numero di partizioni. Se, per quel che concerne le grandezze imputabili alle caratteristiche elastiche del tamponamento, un numero di partizioni pari a 3 permette di esplicitare praticamente ogni effetto favorevole dato dalla tecnica costruttiva, per le grandezze correlate al campo non-lineare un numero di maggiore di partizioni può essere benefico (in pratica l'accorgimento, probabilmente non pienamente cosciente, che caratterizza la tecnica costruttiva *taquezal*).

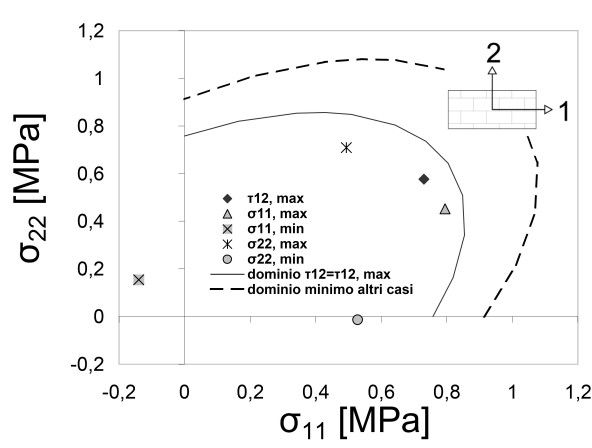
Da un punto di vista numerico, infatti, l'aumento del numero di partizioni implica la diminuzione del valore assoluto di sforzo massimo, con un allontanamento dalla frontiera del dominio di snervamento. Con ciò, l'influenza dei parametri inelastici (di difficile stima) diminuisce, e le ipotesi semplificative sul materiale divengono meno importanti.

In riferimento al comportamento a compressione di porzioni di muratura di Capitolo 3, assumere un comportamento lineare fino a sforzi pari a metà di quelli di picco sembra realistico. Per cui, valutando il dominio di *Von Mises* per i punti più sollecitati in soluzioni di tamponamento differenti per numero di partizioni (Figura 5.30), emerge come anche per *drift* = 2,5%, nel caso di 4 partizioni (Figura 5.30(c)), lo stato di sforzo non richieda modellazione più accurata del comportamento non-lineare del *bulk material*<sup>19</sup>. Inoltre, le zone caratterizzate da sforzo equivalente superiore al 50% dello sforzo massimo equivalente di *von Mises* del materiale, assunto cautelativamente pari a 1 MPa, sono localizzate nelle zone di contatto, con estensione limitata (Figura 5.31).

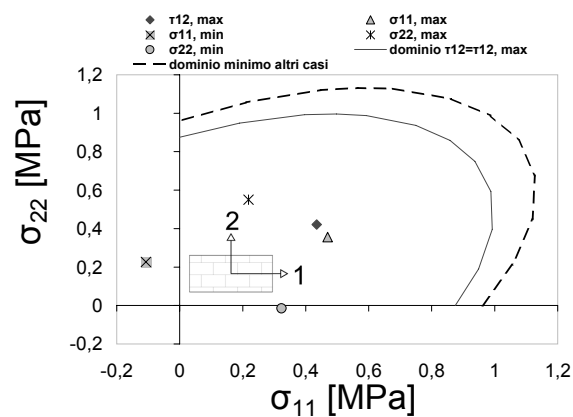
<sup>19</sup>Materiale:  $E = 50 \text{ MPa}$ ,  $c = 0,0113 \text{ MPa}$  (coesione),  $\phi = 37,4^\circ$ ,  $\psi = 10^\circ$  per tamponamenti partiti,  $\psi = 15^\circ$  per tamponamento tradizionale.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.30: Sforzo massimo equivalente al variare del numero di partizioni per drift = 2,5%: tamponamento tradizionale (a), 2 partizioni (b) e 4 partizioni (c).

Sembra quindi evidente che il numero di partizioni permetta notevoli semplificazioni sulla scelta del modello numerico per il materiale, che al limite potrebbe anche essere elastico, come mostrato nella sezione precedente.

#### 5.2.2.4 Effetto materiale resistente a trazione

Ragioni numeriche<sup>20</sup> hanno imposto di trattare il materiale come resistente a trazione.

La componente di sollecitazione (compressione) normale ai letti di malta ed alle partizioni orizzontali è superiore a quella dovuta alla gravità a causa di effetti geometrici crescenti al crescere dello spostamento (evidente sperimentalmente nella sezione 4.4.3). Essendo tale sollecitazione proporzionale al modulo elastico del tamponamento, risulta che per la terra cruda l'effetto sia solamente 2 – 3 volte superiore a quello dovuto alla gravità. Per tale ragione, la gravità non ha potuto essere omessa dalle analisi, causando sollecitazioni di segno variabile nel tamponamento non ben supportate dal materiale *jointed material*.

Nonostante ciò, appare abbastanza evidente che la semplificazione adottata sia poco influente dai grafici di Figura 5.32<sup>21</sup>, in cui viene mostrato l'andamento degli sforzi di trazione in direzione perpendicolare ai letti di malta, per cui la sola risorsa è la resistenza dell'interfaccia. In direzione parallela ai letti di malta si ha anche il contributo resistente dato dalla tessitura muraria, per cui la trazione viene contrastata anche dallo scorrimento attritivo a taglio necessario per lo sfilamento degli *adobe*.

Come si può vedere, le trazioni sono localizzate in zone limitate della struttura. Nello specifico, all'aumentare del numero di partizioni aumenta lo sforzo massimo, che nella peggiore delle ipotesi è comunque inferiore a 0,06 MPa.

Avendo espresso altrove considerazioni sulla variabilità delle condizioni di incollaggio mattone-mattone, si rende necessaria la considerazione che un approccio più raffinato al problema non garantirebbe comunque una soluzione più certa di quelle ottenute in precedenza.

<sup>20</sup>Il modello è sensibile alle oscillazioni apertura-chiusura delle fessure in direzione perpendicolare a quella dei giunti definiti nel materiale.

<sup>21</sup>Materiale:  $E = 50$  MPa,  $c = 0,0113$  MPa (coesione),  $\phi = 37,4^\circ$ ,  $\psi = 10^\circ$  per tamponamenti partiti,  $\psi = 15^\circ$  per tamponamento tradizionale.

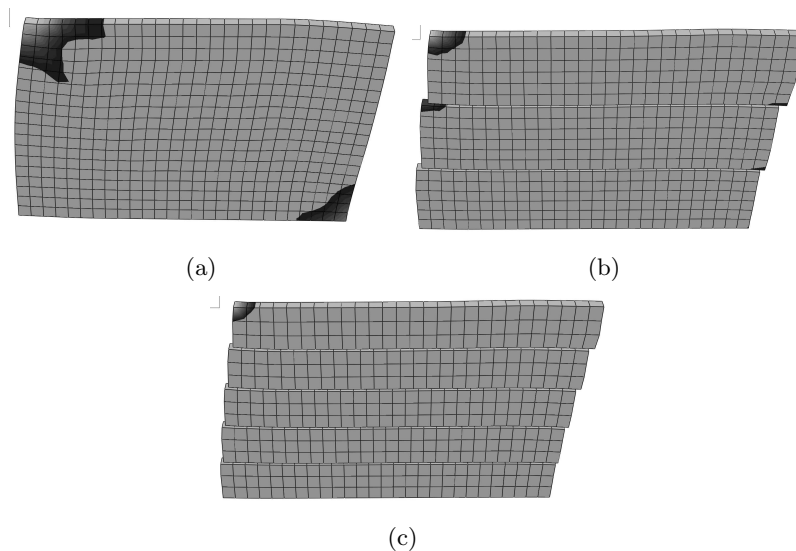


Figura 5.31: Zone (più scure) in cui lo sforzo principale di compressione è maggiore del 50% di  $\sigma_{max,eq}$  al variare del numero di partizioni per drift = 2,5%: tamponamento tradizionale (a), 2 partizioni (b) e 4 partizioni (c).

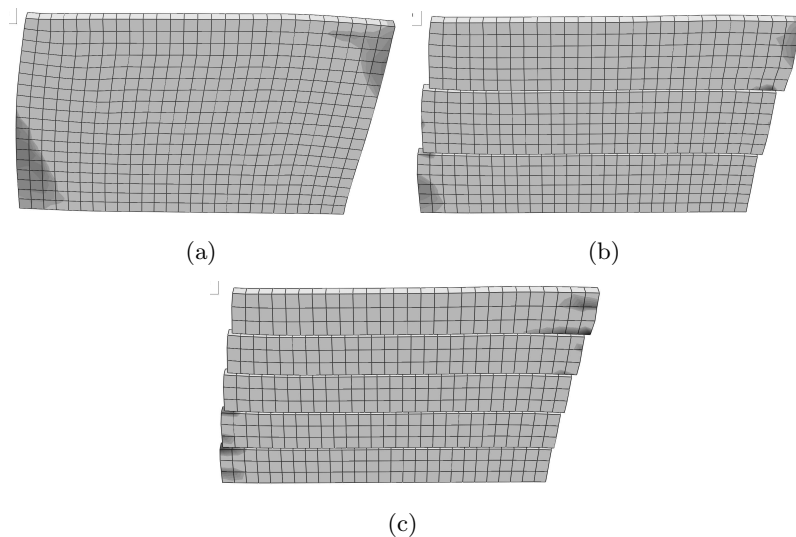


Figura 5.32: Sforzi di trazione (zone più scure) in direzione perpendicolare ai letti di malta al variare del numero di partizioni per drift = 2,5%: tamponamento tradizionale (a), 2 partizioni (b) e 4 partizioni (c).



### 5.2.2.5 Considerazioni energetiche

Come la storia delle costruzioni antisismiche ha mostrato, la presenza di partizioni, indebolendo il tamponamento, genera danni (nello specifico scorrimento attritivo) già per livelli di sollecitazione bassi. Ciò permette di dissipare energia in forma stabile andando a smorzare le oscillazioni della struttura (alcuni autori sostengono che lo smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$  possa crescere fino al 20%).

In strutture progettate con criteri moderni, cui siano stati applicati i principi del *capacity design* ad esempio, per spostamenti oltre il limite di danno come definito da normativa, si attivano fenomeni di plasticità in grado di dissipare quantitativi di energia importanti, ma al costo di un danneggiamento in elementi strutturali primari non sempre risanabile.

Per tale ragione alcune correnti di pensiero, indicando l'obiettivo progettuale nella garanzia di capacità di incassare deformazione, prediligono schemi strutturali elastici non-lineari (Priestley (2003)) in quanto meno danneggiabili ed autocentranti.

Dal momento che, rispetto alle grandezze di progetto, le resistenze reali sono sicuramente maggiori, se non altro a causa dei coefficienti di sicurezza parziali sui materiali, è possibile che lo sviluppo di fenomeni di plasticità avvenga per richieste di spostamento superiori alle attese (un progetto basato sugli spostamenti anziché sulle resistenze potrebbe rendere il valore reale e quello stimato molto più simili). Quindi, fornire dissipazione per stati in cui non si manifestano fenomeni plastici in elementi primari può migliorare il comportamento strutturale, oltre a ritardare il danneggiamento di tali elementi.

Inoltre, nel corso di un'eccitazione sismica, il numero di cicli di grande ampiezza, anche per eventi eccezionali che possano configurare situazioni compatibili con condizioni di *SLU* e conseguente dissipazione plastica, è limitato a poche unità, per cui i fenomeni di scorrimento attritivo potrebbero garantire una dissipazione globalmente paragonabile a quella per plasticizzazione degli elementi sismoresistenti primari grazie alla somma di tanti piccoli contributi ripetuti.

Da un punto di vista numerico, definire la dissipazione energetica con precisione non è possibile, in quanto la scelta di legame costitutivo per il mate-

riale, condizioni attrittive di interfaccia ed altri parametri hanno una influenza maggiore rispetto a quella riscontrata ad esempio sulla resistenza strutturale.

Il meccanismo di dissipazione attrittiva comincia a manifestarsi prima rispetto a quello plastico, e fino a livelli di *drift* superiori ad 1%, almeno per lo schema statico indagato, gli è superiore in valore assoluto (Figura 5.33)<sup>22</sup>.

La dissipazione plastica nel telaio resta praticamente invariata anche in presenza di un tamponamento in terra cruda, a conferma della scarsa interazione tra elementi strutturali e non.

La dissipazione per attrito è superiore per tamponamento con partizioni rispetto al caso di costruzione secondo tecnica tradizionale, a parità di parametri del modello (anche se verosimilmente si tratta di un effetto legato al materiale terra cruda, alla luce di quanto emerso in Capitolo 4). Per una corretta valutazione di questo aspetto, è tuttavia necessario considerare che per il modello di materiale utilizzato, la dissipazione per scorrimento attrito lungo i giunti all'interno dei blocchi di tamponamento è computata nel contributo plastico.

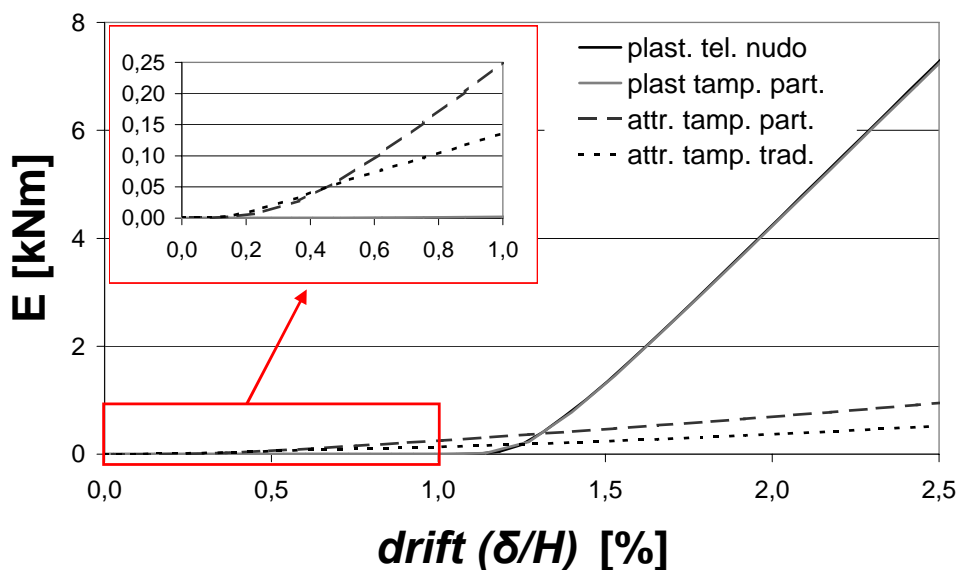


Figura 5.33: Confronto energia dissipata per plasticità e per attrito in prove monotone.

<sup>22</sup>Materiale:  $E = 50$  MPa,  $c = 0,01$  MPa (coesione),  $\phi = 32^\circ$  (angolo di attrito),  $\psi = 10^\circ$ .

### 5.2.2.6 Influenza dilatanza

La dilatanza è un parametro importante a livello numerico, perchè come già detto, indirizza la deformazione plastica.

Da un punto di vista “fisico”, assumere un valore costante è sicuramente errato nel caso di terra cruda, dove fenomeni di abrasione per scorrimento attritivo tendono a far decrescere l’angolo di dilatanza anche verso valori negativi. Un valore troppo elevato aumenta la componente di sforzo normale ai giunti, aumentando la resistenza degli stessi per la concomitante presenza di confinamento e legame attritivo alla *Coulomb*.

Numericamente, il parametro influisce notevolmente sul panorama di danno/plasticizzazione, andando a configurare situazioni molto differenti. L’utilizzo di un flusso associato ( $\phi = \psi$ ) semplifica la soluzione dei sistemi, ma per gli angoli di attrito con cui ci si è misurati tale ipotesi è una forzatura. Ancora una volta, la presenza di partizioni permette di annullare praticamente l’effetto della dilatanza, sia sulle grandezze macroscopiche che sul panorama di danno, grazie alla limitazione delle zone soggette a plasticizzazione.

Come si vede in Figura 5.34, per un tamponamento costruito secondo tecnica tradizionale caratterizzato da angolo di dilatanza basso, il quadro di plasticizzazione/danno è poco realistico, mentre assume un senso maggiore per angoli che si avvicinano alla condizione di flusso associato<sup>23</sup>.

Nel caso di presenza di partizioni, essendo meno diffuso il quadro di plasticizzazione/danno, anche la dilatanza gioca un ruolo secondario, sebbene per valore nullo dell’angolo i risultati non appaiano sensati (Figura 5.35).

Anche a livello globale, l’effetto della dilatanza è inferiore nel caso di presenza di partizioni, sia in termini di resistenza (Figura 5.36) che di dissipazione energetica attritiva (Figura 5.37).

### 5.2.2.7 Parametri essenziali per la definizione del materiale

I parametri necessari per la definizione del comportamento del tamponamento in terra cruda sono essenzialmente il modulo elastico del tamponamento ed

<sup>23</sup>Materiale:  $E = 50$  MPa,  $c = 0,01$  MPa (coesione),  $\phi = 32^\circ$  (angolo di attrito).

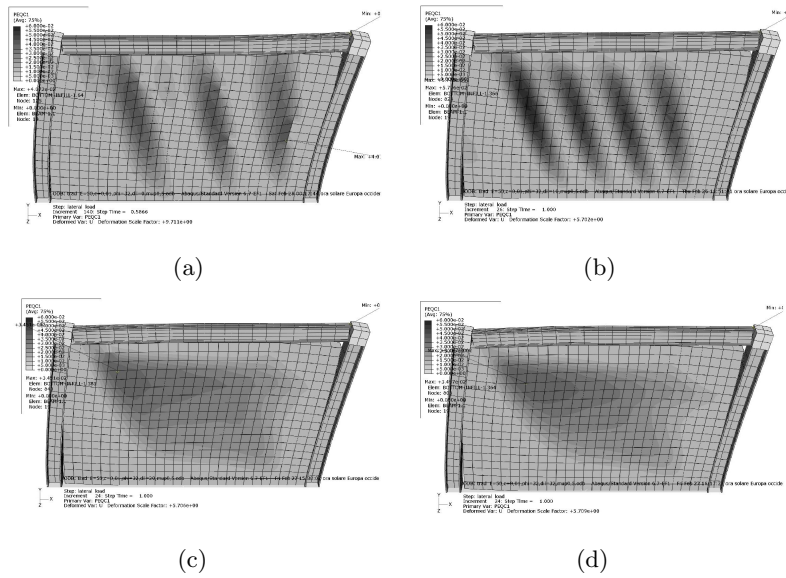


Figura 5.34: Violazione criterio di scorrimento attritivo al variare dell'angolo di dilatazione in tamponamento tradizionale per drift = 2,5%:  $\psi = 0^\circ$  (a),  $\psi = 10^\circ$ ,  $\psi = 20^\circ$ ,  $\psi = 32^\circ$  (flusso associato).

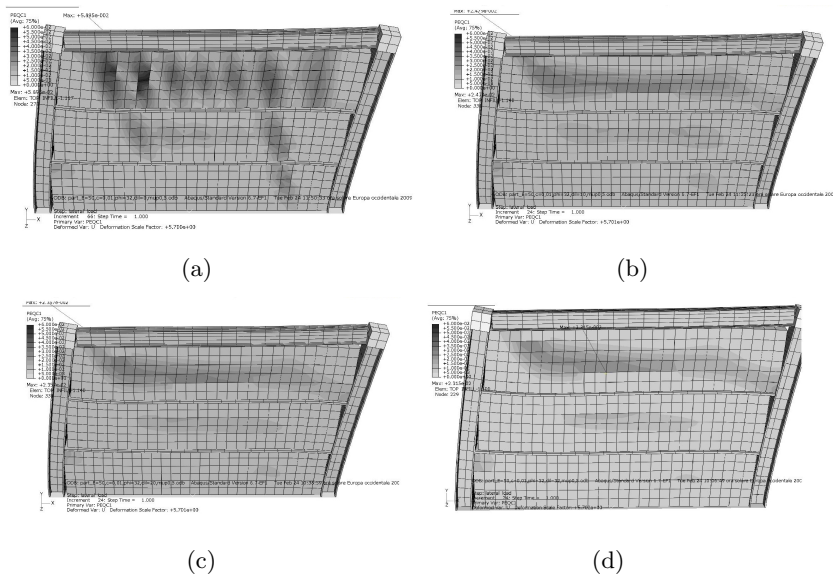


Figura 5.35: Violazione criterio di scorrimento attritivo al variare dell'angolo di dilatazione in tamponamento con 3 partizioni per drift = 2,5%:  $\psi = 0^\circ$  (a),  $\psi = 10^\circ$  (b),  $\psi = 20^\circ$  (c),  $\psi = 32^\circ$  (flusso associato, d).

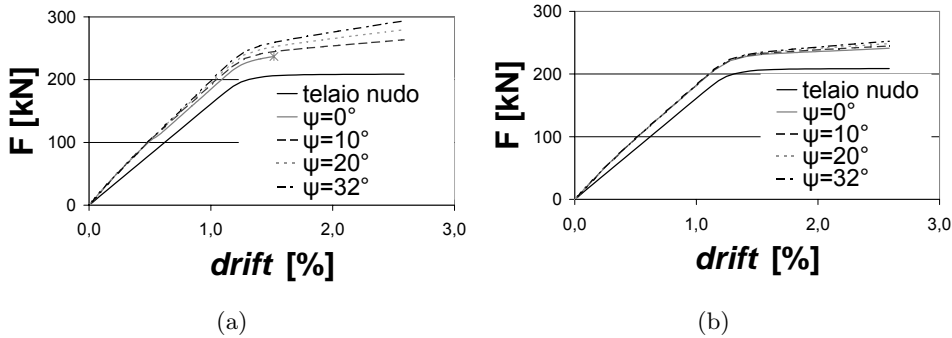


Figura 5.36: Resistenza di tamponamento in terra cruda tradizionale (a) e partito (b) in funzione della dilatanza.

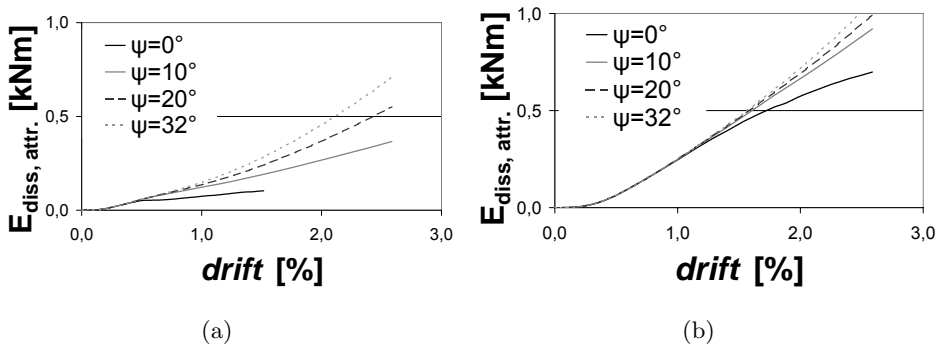


Figura 5.37: Energia dissipata per attrito in tamponamento in terra cruda tradizionale (a) e partito (b) in funzione della dilatanza.

il coefficiente di attrito lungo le partizioni, almeno per la definizione delle grandezze globali<sup>24</sup>.

Per cogliere aspetti locali, quali il panorama di danno, il modello di materiale può essere considerato poco adeguato per condizioni in cui resistenza di picco e residua a taglio differiscano notevolmente. Nel caso di scarsa compatibilità granulometrica, di miscela (quantitativo di fibre a parità di matrice terrosa) e chimica di *adobe* e malta, per cui non si verifica incollaggio (caso per niente raro alla luce della sperimentazione condotta), l'approssimazione risulta più verosimile.

<sup>24</sup>Si fa riferimento ad un materiale base dalle seguenti caratteristiche:  $E = 50$  MPa,  $c = 0,01$  MPa (coesione),  $\phi = 32^\circ$  (angolo di attrito),  $\psi = 10^\circ$  (dilatanza).

**Modulo elastico** Il modulo elastico del materiale terra cruda può essere stimato in un range di valori compreso tra 20 e 300 MPa, mentre a livello di assemblaggio il valore è verosimilmente compreso tra i 50 ed i 150 MPa. La resistenza del tamponamento con partizioni è leggermente meno influenzata dal modulo elastico del materiale di quanto non lo sia un tamponamento tradizionale (Figura 5.38). In entrambi i casi si nota come lo snervamento “strutturale” sia praticamente indipendente dalla presenza del tamponamento.

Il panorama di danno, dal momento che un incremento di rigidità potrebbe non indicare un contestuale aumento di resistenza (sicuramente vero per la resistenza a taglio dei giunti, più incerto per il *bulk material*), tende a peggiorare all’aumentare della rigidità del tamponamento (Figura 5.39).

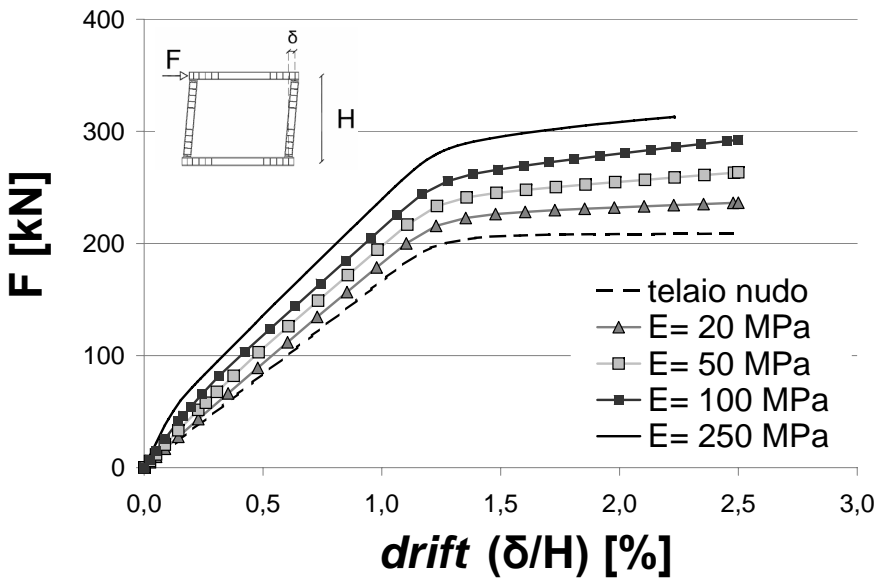
**Coefficiente di attrito partizioni** Il coefficiente di attrito lungo le partizioni è il secondo parametro maggiormente influente sulla risposta globale, sia in termini di resistenza (Figura 5.40) che di panorama di danno (Figura 5.41). Tanto minore è la resistenza lungo le partizioni, tanto più il danno tenderà, come intuibile, ad esaurirsi nello scorrimento lungo le linee di debolezza.

### 5.2.2.8 Altri parametri del modello

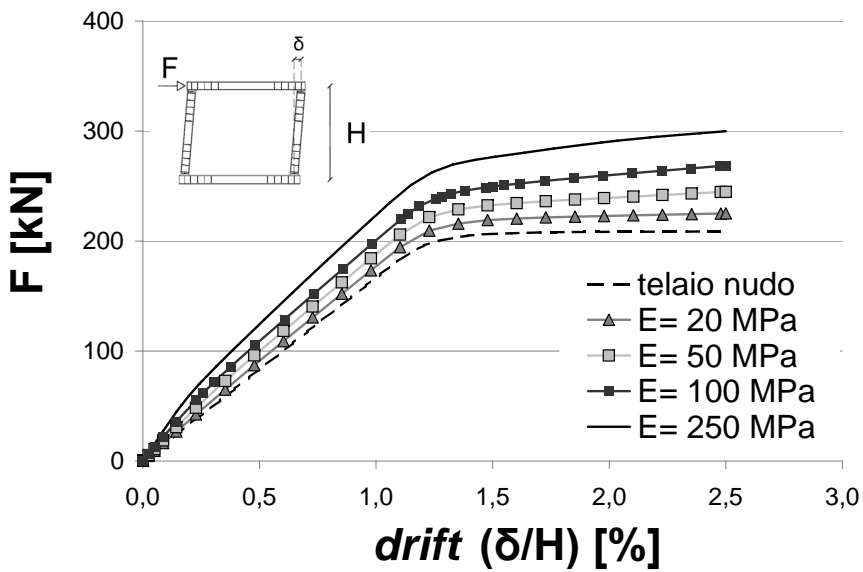
I parametri interni del materiale *jointed material* (coesione ed angolo di attrito) non incidono quanto i due parametri della sezione precedente sulla resistenza del sistema. L’energia dissipata per attrito tende ad esserne invece molto influenzata (anche oltre il 30%); tuttavia lo scorrimento all’interno dei blocchi di tamponamento viene computato nella dissipazione plastica, per cui non è possibile trarre una conclusione generale. Come atteso, il danno tende a diminuire con l’aumento della resistenza a taglio del materiale.

La raffinatezza della *mesh* incide sulla dissipazione, non sulla resistenza; qualitativamente, il panorama di danno si mantiene, aumentando la definizione con la diminuzione della dimensione degli elementi.

Immagini e grafici relativi alle grandezze qui presentate sono riportate in Appendice C.



(a)



(b)

Figura 5.38: Influenza del modulo elastico del tamponamento sulla resistenza di portale tamponato con tecnica tradizionale (a) e partito (b).

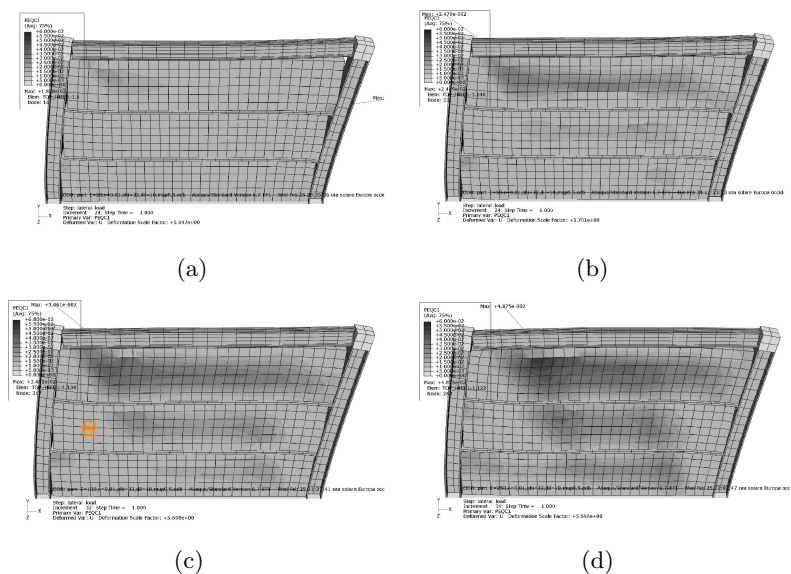


Figura 5.39: Violazione criterio di scorrimento attritivo al variare della rigidezza del tamponamento, 3 partizioni, per drift = 2,5%:  $E = 20$  MPa (a),  $E = 50$  MPa (b),  $E = 100$  MPa (c),  $E = 250$  MPa (d).

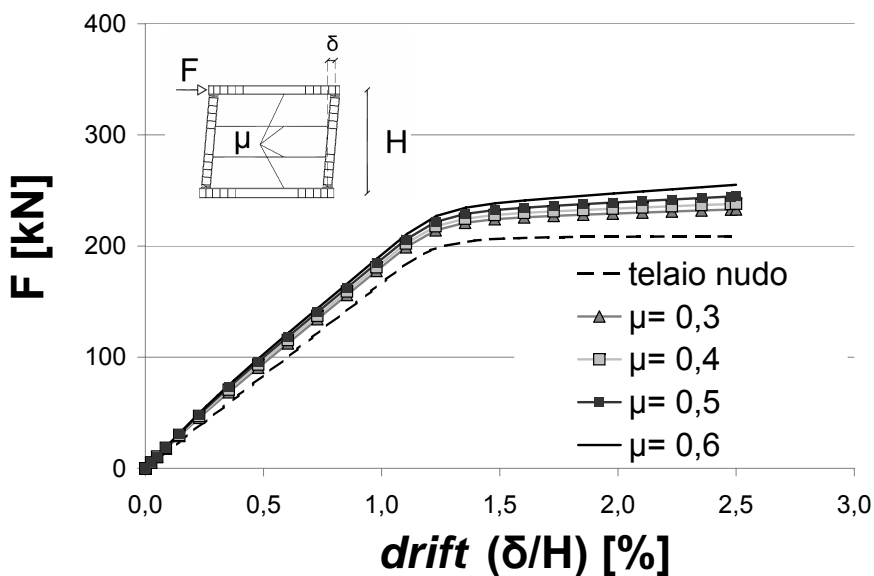


Figura 5.40: Influenza del coefficiente di attrito lungo le partizioni sulla resistenza di portale con tamponamento partito.



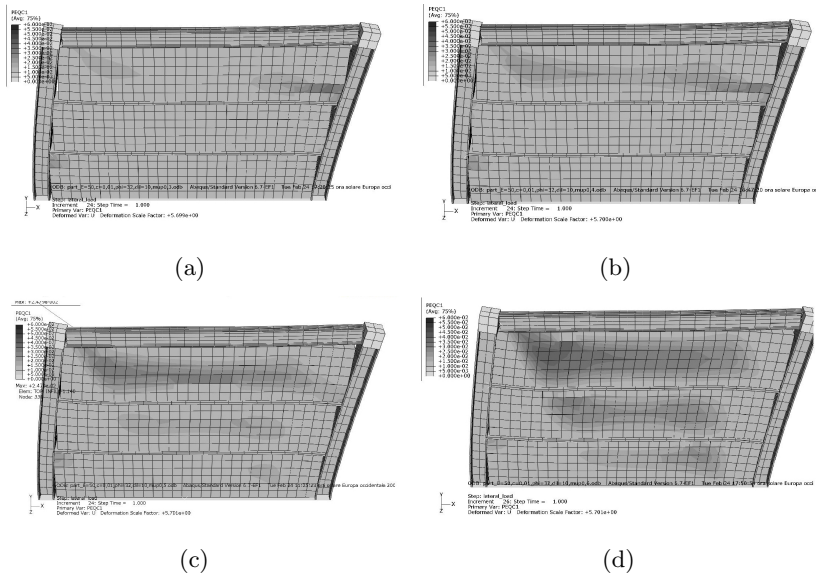


Figura 5.41: Violazione criterio di scorrimento attritivo al variare del coefficiente di attrito lungo le partizioni (3) per drift = 2,5%:  $\mu = 0,3$  (a),  $\mu = 0,4$  (b),  $\mu = 0,5$  (c),  $\mu = 0,6$  (d).

### 5.2.2.9 Effetto geometria e meccanica telaio

La cedevolezza della terra cruda rende i tamponamenti poco sensibili alla sollecitazione assiale agente sui pilastri, a prescindere dall'eventuale ritiro. Tale stato di sollecitazione può modificare la precompressione normale ai giunti di tamponamenti più rigidi, se costruiti in aderenza, andando a variare la rigidità e la resistenza del sistema.

I vincoli relativi tra gli elementi del telaio non giocano un effetto determinante sul comportamento del tamponamento. Ciò può essere interpretato, in caso di partizioni, come indipendenza del problema di contatto dal cinematico della struttura sismoresistente primaria. Depurando la resistenza del portale nudo da quella del sistema tamponato, ipotizzando quindi una sovrapposizione degli effetti giustificata in base alle evidenze illustrate in precedenza, si nota che la variazione del contributo del tamponamento è trascurabile (Tabella 5.2)<sup>25</sup>.

<sup>25</sup> Materiale:  $E = 50$  MPa,  $c = 0,01$  MPa (coesione),  $\phi = 32^\circ$  (angolo di attrito),  $\psi = 10^\circ$  (dilatanza).

Tabella 5.2: Influenza dei vincoli relativi tra le membrature del telaio sulla resistenza per drift = 2,5 %.

cinematismo	telaio	contributo
	nudo [kN]	tamponamento [kN]
2 cerniere trave	208	31
2 cerniere base colonne	76	31
tutti incastri	286	33
4 cerniere colonne	/	29

La luce del portale incide sulla resistenza strutturale, ma soprattutto sulla dissipazione. Considerando una condizione di cerniere alle estremità della trave, in modo che la resistenza del portale nudo sia pressochè costante al variare della geometria, si deduce come il contributo di resistenza ascrivibile al tamponamento cresca quasi linearmente con la luce<sup>26</sup>, mentre la variazione di dissipazione per attrito sia di carattere quadratico (Tabella 5.3). Parametrizzando l'incremento di resistenza dovuto al tamponamento (al netto del contributo del telaio), per  $drift = 2,5\%$ , rispetto alla superficie di una faccia della partizione ( $t \times l = 12 \text{ cm} \times l$ ), si nota un andamento praticamente costante. La stessa parametrizzazione condotta rispetto all'energia dissipata per attrito è praticamente lineare e crescente (Figura 5.42(a)).

Tabella 5.3: Influenza della luce del telaio su resistenza e dissipazione per attrito per drift = 2,5 %.

luce	telaio	resistenza	dissipazione
[m]	nudo [kN]	tamponamento [kN]	attrito [kNm]
3	210	23	0,41
4		28	0,87
5		37	1,51
6		47	2,10

Lo spessore del tamponamento, influente sulle prestazioni termiche (vedere Sezione B.4), incide su resistenza e dissipazione per attrito, con un *trend* de-

<sup>26</sup>Per tamponamento tradizionale l'inclinazione del puntone, funzione della geometria strutturale, è uno dei parametri più importanti per la valutazione di rigidità e resistenza.

crescente all'aumentare dello spessore (Tabella 5.4). Tale aspetto è evidente nella parametrizzazione di Figura 5.42(b).

Tabella 5.4: Influenza dello spessore del tamponamento su resistenza e dissipazione per attrito per drift = 2,5 %.

spessore tamponamento [cm]	telaio nudo [kN]	resistenza tamponamento [kN]	dissipazione attrito [kNm]
12		39	1,23
18		55	1,66
24	301	69	1,94
30		83	2,42
36		85	2,50

Tra gli aspetti non considerati nella sezione esiste il problema delle aperture. In tamponamenti tradizionali, il vincolo di discontinuità impedisce al puntone diagonale di manifestarsi, o lo forza verso geometrie tali da limitarne l'efficienza. Ad esempio, una porta opportunamente disposta di fatto inibisce la formazione del puntone, rendendo il comportamento simile a quello di telaio nudo. Questi aspetti implicano irregolarità geometriche nella distribuzione delle rigidezze a livello di struttura, con ripercussioni spesso pericolose.

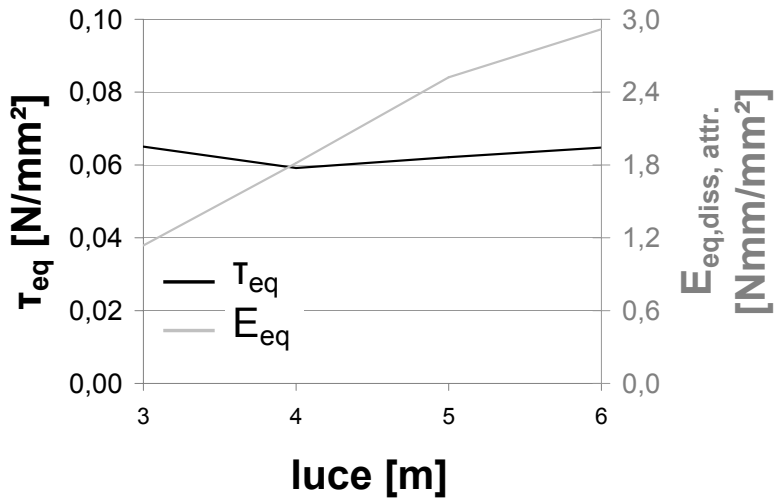
La presenza di partizioni in tamponamenti con aperture tende a livellare il comportamento a prescindere dalla disposizione delle aperture. Cenni in merito sono presentati nella Sezione 6.1.4.

Anche i dati relativi alla sezione che segue sono riportati in Appendice C.

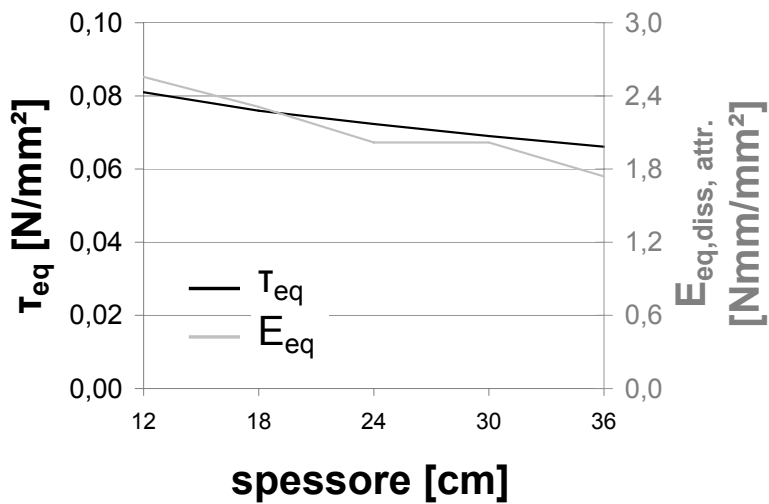
### 5.3 Conclusioni

Nel capitolo è stato analizzato per via numerica il comportamento di tamponamenti, in prevalenza in terra cruda, costruiti secondo tecnica tradizionale e partiti. La finalità è stata quella di ampliare il campo di indagine aperto con le prove sperimentali di Capitolo 4, andando a valutare prevedibilità ed affidabilità della previsione del comportamento di unità strutturali di base (portali) attraverso i dati ricavati dalle prove locali di Capitolo 3.

Per la modellazione del materiale sono state adottate due tecniche differenti:



(a)



(b)

Figura 5.42: Parametrizzazione resistenza tamponamento e dissipazione per attrito rispetto alla superficie della singola partizione, al variare della luce del telaio (a) e dello spessore del tamponamento (b);  $\tau_{eq} = F_{tamp}/tl$ ,  $E_{eq,diss,attr} = E_{diss,attr}/tl$ .

- materiale discreto caratterizzato da unità lineari ed interfacce non-lineari;
- materiale omogeneo continuo non-lineare.

Le tecniche utilizzate sono da considerare relative al mondo della ricerca più che a quello della pratica per l'onere di modellazione richiesto. La prima tecnica, che necessita di numerosi parametri non-lineari (almeno per il materiale utilizzato), è particolarmente inadatta ad analisi su grande scala.

A rigore di logica, una modellazione molto raffinata di murature in terra cruda è in qualche modo contraddittoria, perchè la volontà di cogliere fenomeni locali si scontra con esigenze di modellazione, per cui le variazioni di caratteristiche vengono appianate in proprietà medie.

Alcuni degli aspetti, anche complessi, che devono essere assorbiti nei parametri del materiale, sono:

- concavità dei mattoni (modellabile indirettamente attraverso la dilatazione);
- geometria del contatto, difficilmente modellabile e generalmente sconosciuta nei dettagli;
- caratteristiche locali della muratura dipendenti dalla precompressione in fase di essiccazione.

Appare quindi più logica una modellazione attraverso un continuo non-lineare.

Entrambe le tecniche di modellazione, permettono di ottenere risultati molto simili alla realtà sperimentale del capitolo precedente con una calibrazione dei parametri su prove locali; l'errore commesso diviene trascurabile se il telaio è rigido e resistente (*c.a.* o acciaio).

Una migliore approssimazione è ottenibile attraverso procedure di *fitting* a posteriori, che nello specifico non richiedono una degenerazione dei parametri iniziali, ma modifiche supportate da ipotesi realistiche<sup>27</sup>.

Dalle analisi alla microscala semplificata è emerso un aspetto interessante che trova conferma nella sperimentazione del Capitolo 4, e necessiterebbe

---

<sup>27</sup>Ad esempio, l'aumento del modulo elastico della muratura, da  $E = 50$  MPa stimato in prove locali di compressione di piccoli assemblaggi a  $E = 75$  MPa di *fitting*, è giustificato nell'ipotesi di un benefico effetto del peso proprio in fase di essiccazione.

ulteriori considerazioni ottenibili da indagini più approfondite. Come noto in letteratura, l'interazione tra telaio e tamponamento è governata da un problema di rigidità relativa degli elementi, che correla la deformazione strutturale alla sollecitazione nel tamponamento. Ipotizzando una relazione tra rigidità e resistenza del tamponamento, che esiste almeno all'interno di tipologie simili, è sensato sostenere che il massimo spostamento incassabile da un tamponamento prima del collasso dipenda con un'approssimazione accettabile dal suo solo modulo elastico.

L'utilizzo della terra cruda aumenta tale limite di spostamento oltre i livelli richiesti alle strutture per sismi compatibili con le esigenze normative.

Disponendo partizioni interne, si può limitare notevolmente il massimo sforzo nel tamponamento, con riduzione del danneggiamento dell'elemento stesso. Se le partizioni fossero in numero adeguato, circa tre o quattro per tamponamento in terra cruda, il materiale del pannello potrebbe non danneggiarsi e mostrare un comportamento elastico lineare, con implicazioni sia pratiche che numeriche non indifferenti: facilità di modellazione da un punto di vista computazionale, limitazione dei costi di riparazione. Ciò appare vero solo per la terra cruda e nel caso di presenza di partizioni, per cui la cedevolezza e la forzatura di un quadro di danno predefinito limitano la possibilità di collasso per *crushing* del materiale.

Da un punto di vista energetico, trarre conclusioni basate solo sul comportamento in prove numeriche monotone è incauto. Ciò che si può affermare sulla base della sperimentazione condotta, della letteratura scientifica in merito e delle analisi numeriche, è che la dissipazione attrittiva si attiva prima di quella plastica e contribuisce allo smorzamento interno per una fase di sollecitazione più ampia rispetto alla precedente.

Sulla stima numerica di tale contributo non è possibile esprimere giudizi più completi.

Il modulo elastico del tamponamento è sicuramente il parametro più importante per avere simulazioni accurate, ma per la terra cruda la scelta può variare all'interno di un *range* di valori abbastanza ampio senza che questo influenzi in modo importante i risultati, almeno in termini di resistenza, proprio grazie alla cedevolezza del materiale.

Tra i vari parametri necessari per ottenere una buona approssimazione del comportamento sperimentale, la dilatanza ricopre un ruolo importante,

per la capacità di irrigidire artificialmente il comportamento delle murature, soprattutto in condizioni confinate. Purtroppo la scelta del valore dell'angolo di dilatanza è apparsa governata dalla stabilità numerica più che dal significato fisico del parametro.

Concludendo, è possibile affermare che la terra cruda può limitare l'interazione tra struttura sismoresistente primaria e tamponamenti, e quindi livella le notevoli incertezze tipiche del problema.

Anche con pochi semplici dati, ottenibili da prove locali a basso costo ed impegno, è possibile ottenere risultati che approssimino ragionevolmente bene il comportamento reale di assemblaggi di dimensioni maggiori.

## Simulazioni numeriche scala globale

Quid? non in Africa Hispaniaque  
 e terra parietes, quos appellant  
 formaceos, quoniam in forma  
 circumdatis utrinque duabus  
 tabulis inferciuntur verius, quam  
 instruuntur, aavis durant,  
 incorrupti imbribus, ventis,  
 ignibus, omnique caemento  
 firmiores? Spectat nunc speculas  
 Hannibalis Hispania, terrenasque  
 tures jugis montium impositas.

---

Plinio, Lib. 35, Cap. 14

Il capitolo conclusivo della tesi è dedicato alla simulazione del possibile comportamento sismico di strutture in legno con tamponamento in terra cruda partito internamente.

Le analisi sono riferite ad un telaio portante sismoresistente “pesante”<sup>1</sup> in legno. Tale campo di applicazione dei tamponamenti in terra cruda potrebbe essere interessante per:

1. l’affinità igrometrica dei due materiali, grazie alla quale la terra cruda protegge il legno dagli effetti dell’umidità, mantenendone il livello su

---

<sup>1</sup>In contrapposizione alle strutture *light frame*, tipiche ad esempio della tradizione americana.



- valori molto bassi (inibendo ad esempio lo sviluppo di forme biotiche quali muffe o funghi);
2. la soluzione a basso costo dei problemi di isolamento termico estivo delle strutture in legno;
  3. la soluzione del problema di contatto legno-materiale di tamponamento, in ragione dell'anisotropia e della deformabilità del legno nelle sue direzioni deboli;
  4. l'irrigidimento della struttura (il contributo in tal senso del tamponamento in terra cruda non è in questo caso trascurabile);
  5. la possibilità di fornire dissipazione attrittiva lungo le linee di partizione, che limiti il danneggiamento dei nodi strutturali progettati in ottica *capacity design*.

Il vantaggio di un tamponamento in terra cruda con partizioni rispetto a soluzioni tradizionali è che, grazie alla stabilità e duttilità, il suo contributo alla risposta strutturale è garantito nel corso della sollecitazione sismica, almeno per i livelli di spostamento ammessi dai codici.

In merito al punto 2 dell'elenco precedente è interessante notare come le massime pressioni di contatto nel caso di tamponamento in terra cruda con partizioni siano notevolmente inferiori alla resistenza a compressione in direzione perpendicolare alle fibre ( $\sigma_{contatto} = 0,5 \text{ MPa} < f_{c,90,g,k} = 2,7 \text{ MPa}$ , valore limite per legno lamellare di classe *GL24*; Figura 6.1).

Per edifici sismoresistenti realizzati in *c.a.* o in acciaio con controventi, l'effetto di questi tamponamenti è meno importante da un punto di vista strutturale. La capacità di incassare grandi spostamenti dei tamponamenti in terra cruda partita, unita alla cedevolezza, risponderebbe comunque alle esigenze di controllo dei danni nei tamponamenti e di limitazione dell'interazione tra elementi strutturali e non strutturali. In questo caso, trascurare il contributo dei tamponamenti nelle analisi strutturali potrebbe essere un'approssimazione molto realistica, e soprattutto veramente cautelativa, perchè sarebbero omessi elementi con comportamento praticamente plastico e stabile nei cicli.

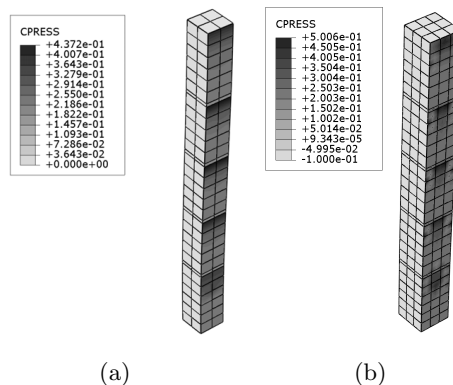


Figura 6.1: Pressioni di contatto sui pilastri per telaio in legno e tamponamento cieco partito in terra cruda.

## 6.1 Modello e sollecitazioni

L'applicazione alla scala strutturale dei risultati ottenuti fino a questo punto rende necessaria la sostituzione dei tamponamenti bidimensionali con bielle equivalenti.

La struttura è caratterizzata da elementi elastici a rappresentare le membrature del telaio, e da sistemi di molle inelastiche in cui vengono concentrate le non-linearità (nodi del telaio e tamponamenti). Tali scelte sono giustificate dalla progettazione secondo i principi del *capacity design*.

### 6.1.1 Introduzione - caso esame

Il caso esaminato è quello di un edificio a telaio pesante in legno lamellare (*GL24*) a nodi duttili, sismoresistente.

Per il progetto della struttura, si è ipotizzata la seguente situazione (compatibile con Ordinanza 3274 (2006)): costruzione sita in zona sismica caratterizzata da  $PGA = 0,25\text{ g}$ , categoria del suolo A, fattore di importanza dell'edificio 1,0. Il coefficiente di struttura ( $q$ ), assunto pari a 2,0, è valido per "strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica", in via cautelativa.

La geometria *3D* della struttura, regolare in pianta ed in altezza per quel che concerne gli elementi strutturali, è illustrata in Figura 6.2.

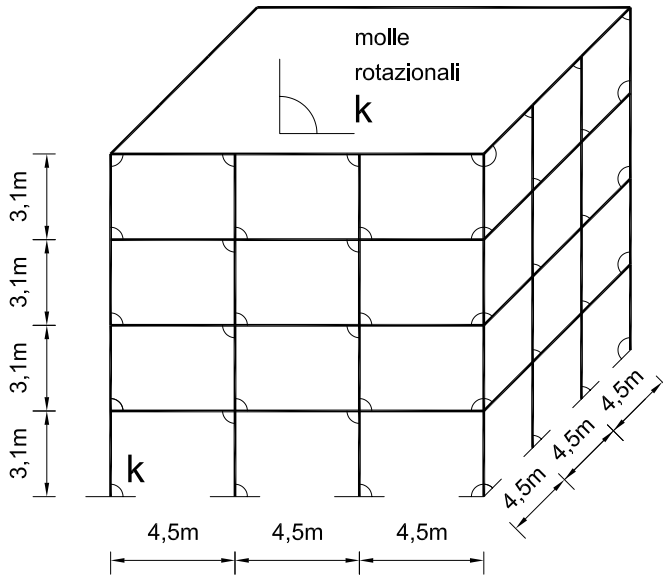


Figura 6.2: Telaio prototipo analisi.

I carichi gravitazionali cui è soggetta sono i seguenti:

- permanenti:  $2,5 \text{ kN/m}^2$  (corrispondenti ad una soluzione di travi in legno e soletta in calcestruzzo armato di spessore 5 cm, Piazza e altri (2005));
- permanenti copertura:  $4,5 \text{ kN/m}^2$  (ipotizzando tetto e sottotetto almeno parzialmente utilizzabile, a configurare una situazione punitiva);
- variabili:  $2,0 \text{ kN/m}^2$  (civile abitazione).

In via semplificata, per il dimensionamento dei telai (attraverso analisi modale) si assume una rigidezza elastica dei giunti pari a  $2700 \text{ kNm/rad}$  (segmenti rettilinei in Figura 6.5).

Si ipotizza che tali giunti colleghino le travi ai pilastri ed i pilastri alle fondazioni; nello sviluppo longitudinale i pilastri sono continui ed elastici.

Sotto questi presupposti, si può configurare un cinematismo classico dell'applicazione della gerarchia delle resistenze (Figura 6.3). In fase di predimensionamento, i massimi momenti sui nodi sono di circa  $28 \text{ kNm}$ . Ipotizzando

di disporre di nodi che si plasticizzano per una sollecitazione di progetto di 30 kNm (Figura 6.4), si può assumere una resistenza reale massima dei nodi di circa 45 kNm (quindi una resistenza del nodo pari ad 1,5 volte il valore di progetto).

Su tale valore amplificato viene condotta la verifica di resistenza per travi e pilastri a taglio e flessione, in ottica *capacity design*.

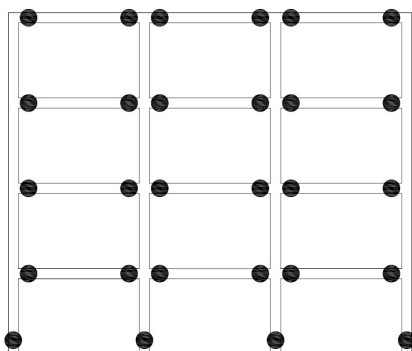


Figura 6.3: Cinematismo imposto alla struttura attraverso gerarchia delle resistenze.

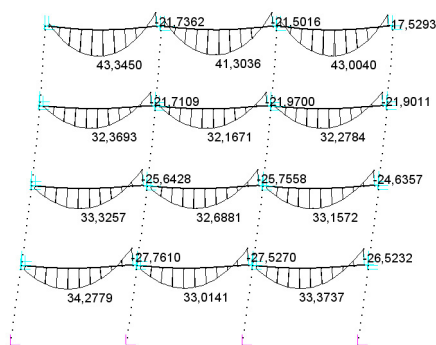


Figura 6.4: Momenti sulle travi da analisi a spettro di risposta,  $q = 2$ .

I diaframmi di piano, in ragione della presenza di una soletta in cemento armato di spessore 5 cm, vengono considerati infinitamente rigidi nel loro piano (Ordinanza 3274 (2006)).

### 6.1.2 Modellazione dei nodi con elementi ad inelasticità localizzata

Dato lo scopo orientativo delle simulazioni, per i giunti si assume un comportamento realistico, più che corrispondente ad una situazione reale, in termini di rigidezza, resistenza e forma dei cicli di isteresi.

La soluzione numerica adottata per la trattazione del comportamento dei nodi può essere considerata una sintesi tra i modelli proposti in Tomasi *e altri* (2008) (proporzioni della curva di involucro, Figura 6.5(a)) e Polastri *e altri* (2008) (forma dei cicli isteretici, Figura 6.5(b)), in accordo ad esempio con Mešić (2003).

I nodi rispondono in campo inelastico secondo la forma di Figura 6.6, ottenuta con il programma *Midas /Gen 7.4.1* attraverso due molle rotazion-

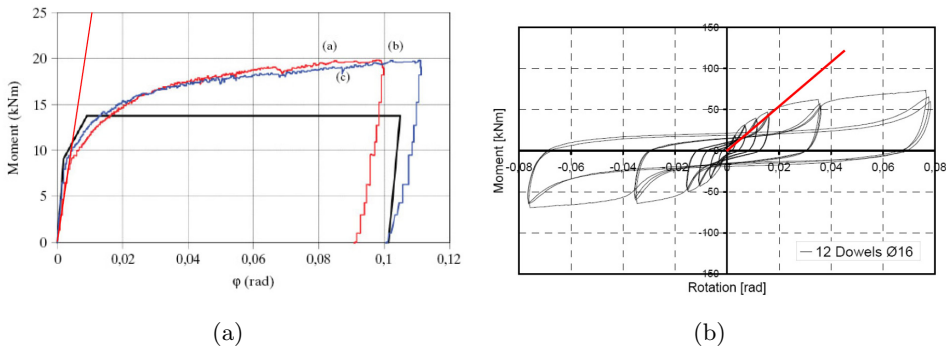


Figura 6.5: Comportamento di giunto duttile per telaio in legno (a, Tomasi e altri (2008)) e comportamento ciclico di giunto a raggiera (b, Polastri e altri (2008)).

ali inelastiche in parallelo di leggi isteretiche *Kinematic Hardening* e *Slip Trilinear*.

Non è stata considerata alcuna riduzione della resistenza per sollecitazione di pressoflessione, per limitare la quantità di parametri in gioco da cui potessero dipendere i risultati. Sulla risposta dei nodi a sollecitazioni di pressoflessione deviata saranno fatti alcuni cenni dove il problema si porrà<sup>2</sup>.

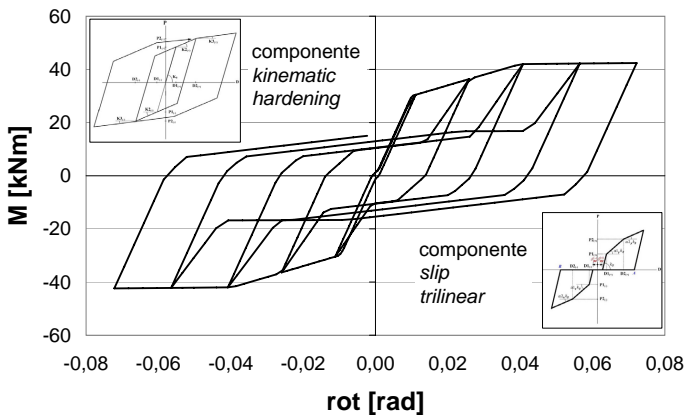


Figura 6.6: Curva di isteresi ipotizzata per nodi di telaio in legno.

<sup>2</sup>I pilastri sono stati comunque progettati per resistere a sollecitazione di pressoflessione deviata, calcolata per combinazione dei carichi sismica secondo i principi del *capacity design*.

### 6.1.3 Modellazione isteretica tamponamenti

I tamponamenti sono sostituiti da elementi diagonali attivi sia in compressione che in trazione, modellati attraverso coppie di molle inelastiche in parallelo, che intendono riprodurre il fenomeno al livello strutturale più che l'elemento reale "tamponamento".

Le leggi isteretiche sono qualitativamente le medesime adottate in precedenza, ma è minore il peso della componente *Slip Trilinear*, comunque presente perchè l'evidenza sperimentale aveva mostrato una sorta di memoria dei cicli precedenti.

La forma dei cicli di isteresi e la curva scheletro sono state modellate sulla prova sperimentale di Sezione 4.4.5 (Figura 6.7).

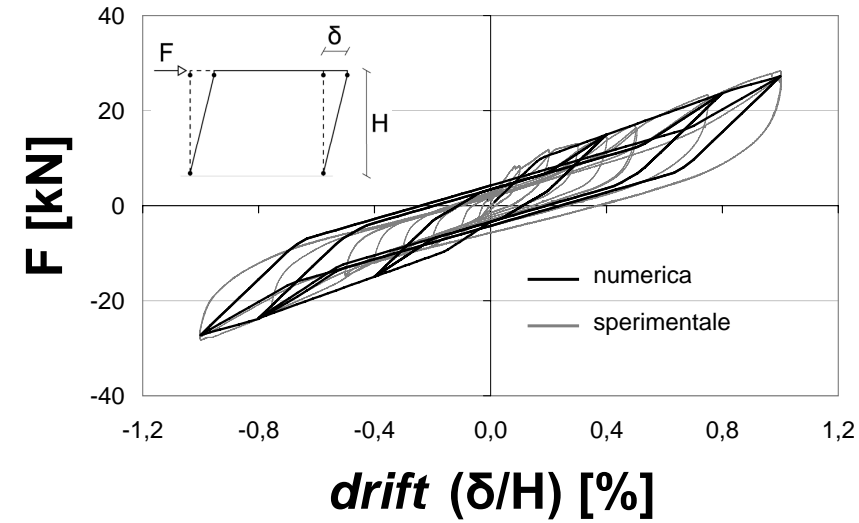
Nella difficoltà di riprodurre il comportamento sperimentale, si è optato per una modellazione rispettosa principalmente delle curve di inviluppo, con un'approssimazione leggermente maggiore della dissipazione energetica nei cicli. In particolare, si è cercata un'approssimazione adeguata dei cicli a basso *drift*, perchè preponderanti per numero nella risposta dinamica dell'edificio.

Le curve scheletro in presenza di aperture nei tamponamenti sono state ottenute per via numerica attraverso il programma *Abaqus 6.7*; il dettaglio è presentato di seguito.

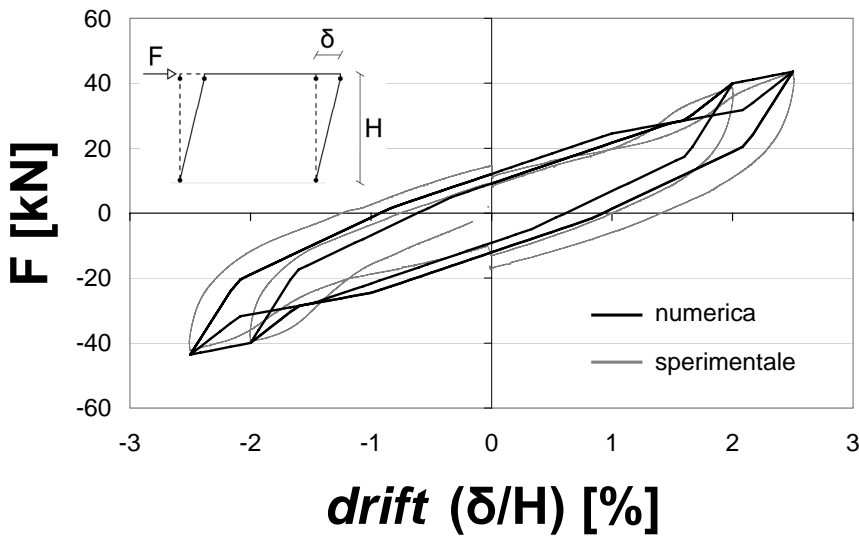
### 6.1.4 Influenza aperture su curve di inviluppo

Come già accennato in Sezione 2.2.2.3, la presenza di aperture in tamponamenti tradizionali genera irregolarità nella distribuzione delle rigidezze con conseguenze a livello strutturale. Ad esempio, il comportamento di un portale tamponato tende a quello di telaio nudo per aperture di adeguate dimensioni che interrompano la diagonale del tamponamento (Asteris (2003)).

Nel caso di tamponamento in terra cruda l'apertura, con relativa chiusura, potrebbe invece configurare un'inclusione irrigidente nella struttura, ma in tal caso si dovrebbero considerare fattori aleatori quali le condizioni effettive dell'elemento (aperto o chiuso, porta o finestra, in legno, vetro, metallo, ecc.). Per tale ragione, l'approccio seguito è quello tradizionale che considera le aperture come un vuoto contornato da un controtelaio in legno.



(a)

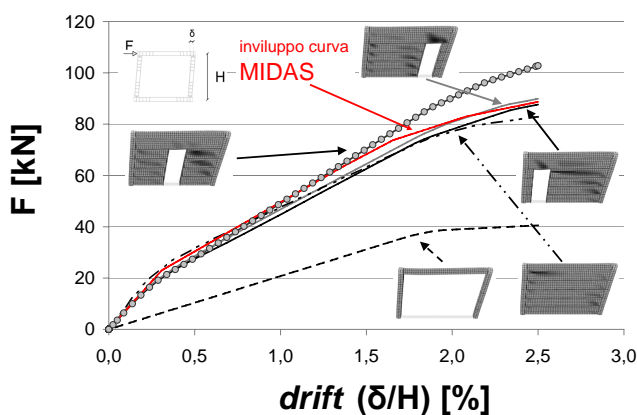


(b)

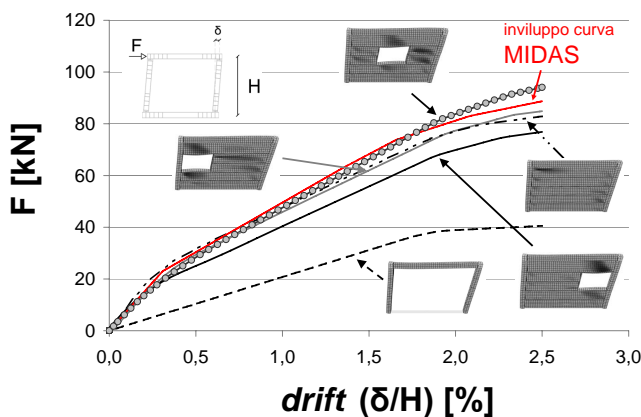
Figura 6.7: Cicli di carico numerici e sperimentali per tamponamento in terra cruda partito, spostamenti medi (a) e grandi (b).

L'inserimento di partizioni in un tamponamento in terra cruda ha l'effetto di andare a regolarizzare in termini più che accettabili la distribuzione di rigidità e resistenza tra soluzioni differenti per localizzazione delle aperture.

Per portali dalla geometria di Figura 6.2, si presenta l'effetto stimato delle aperture sotto l'azione di un carico monotono agente nel piano per un tamponamento esterno di spessore 18 cm (telaio di bordo con pilastri di sezione quadrata di lato 240 mm, Figura 6.8) e per una partizione interna di spessore 12 cm (telaio centrale con pilastri di sezione quadrata di lato 300 mm, Figura 6.9)



(a)



(b)

Figura 6.8: Curva carico spostamento per portale di bordo con tamponamento in terra cruda partito, spessore 18 cm, in presenza di porte (a) e finestre (b).



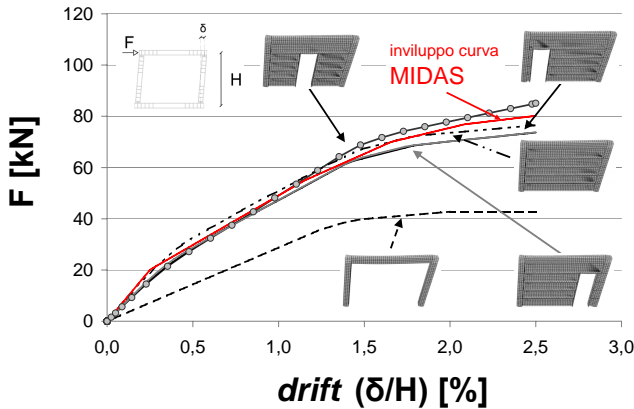


Figura 6.9: Curva carico spostamento per portale centrale con tamponamento in terra cruda partito, spessore 12 cm, in presenza di porte.

Come si può notare dalle immagini precedenti, per una stima anche quantitativa dell'effetto irrigidente/resistente di tamponamenti in terra cruda partiti è possibile al limite considerare una sola tipologia di biella equivalente, in rappresentanza sia di condizioni di parete cieca che con aperture, senza commettere in questo caso un errore significativo. Di conseguenza, nelle analisi che verranno proposte di seguito è stata utilizzata una calibrazione unica per i tamponamenti di bordo di spessore 18 cm, ed una unica per le “partizioni interne” di spessore 12 cm.

La diffusa plasticizzazione dei tamponamenti è in linea con quanto si è evidenziato nella calibrazione di Sezione 5.2.2.2, in cui violazione del criterio di scorrimento e dilatanza conseguente sono risultate essenziali per ottenere una buona approssimazione dei risultati sperimentali.

### 6.1.5 Descrizione sollecitazioni

I modelli numerici sono stati analizzati in campo non-lineare sotto l'effetto di varie accelerazioni del terreno, con integrazione diretta nel tempo.

L'edificio prototipo è stato modellato come struttura 3D (anche se non necessario nelle configurazioni regolari in pianta).

Sono stati utilizzati accelerogrammi naturali (7), eventualmente scalati in termini di *PGA* per omogeneità di confronto, ed artificiali (3), generati secondo le disposizioni di Ordinanza 3274 (2006).

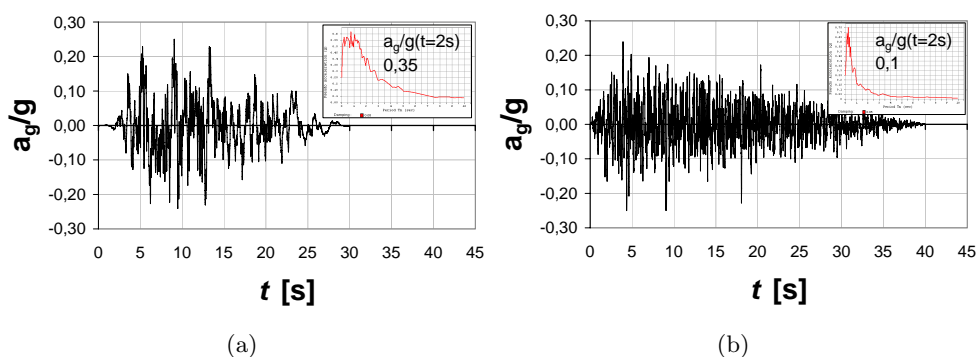


Figura 6.10: Confronto tra accelerogramma naturale (MIY, a) ed artificiale (ART1, b).

L'utilizzo di accelerogrammi naturali è stato preponderante perchè, nonostante quelli artificiali forniscano spettri di risposta perfettamente compatibili con le prescrizioni normative, tuttavia per numero di cicli o energia del segnale (Figura 6.10) possono discostarsi dalle registrazioni di campo e quindi produrre risposte strutturali poco realistiche (Iervolino *e altri* (2007)).

Il quadro completo degli accelerogrammi è riassunto in Tabella 6.1.

Ove non esplicitamente specificato, gli accelerogrammi sono stati scalati per avere  $PGA = 0,25$  g.

Considerazioni sul coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sono espresse in Sezione 6.2.1.

Tra gli eventi analizzati, particolarmente punitivo è risultato quello denominato *MIY*. Una spiegazione può essere ricercata nella *FFT* (Fast Fourier Transform) del segnale (Figura 6.11(a)), soprattutto per confronto con l'evento *LPR* (Figura 6.11(b)), il secondo più severo del lotto in termini di richiesta di spostamento strutturale: l'accelerazione normalizzata, per frequenze prossime a quelle della struttura, risulta molto superiore nel primo caso.

## 6.2 Risposta traslatoria - edificio regolare in pianta

I risultati di seguito presentati riguardano la risposta puramente traslatoria degli edifici; nel modello non è presente alcuna forma di asimmetria (neppure eccentricità accidentale). La sollecitazione è orientata secondo una sola di-

Tabella 6.1: Accelerogrammi utilizzati in analisi dinamiche non-lineari.

Denominazione	Sigla	Anno	PGA/g	Durata [s]
El centro (270°)	<i>ELC</i>	1940	0,36	53,7
San Fernando (69°)	<i>SFE</i>	1971	0,32	61,8
Northridge (Santa Monica, 0°)	<i>NOR</i>	1994	0,37	60,0
Loma Prieta (Oakland Outer Wharf, 0°)	<i>LPR</i>	1989	0,22	40,0
Parkfield-Cholame (Shandon, 40°)	<i>PFC</i>	1966	0,24	26,2
Friuli (Forgaria Cornino, NS)	<i>FRI</i>	1976	0,35	24,6
Miyagi-Ken-oki (TR)	<i>MIY</i>	1978	0,33	30,0
Artificiale 1*	<i>ART1</i>	/	0,25	40,0
Artificiale 2*	<i>ART2</i>	/	0,25	40,0
Artificiale 3*	<i>ART3</i>	/	0,25	40,0

\* Compatibili con spettro elastico da Ordinanza 3274,  $PGA = 0,25$  g, suolo tipo A.

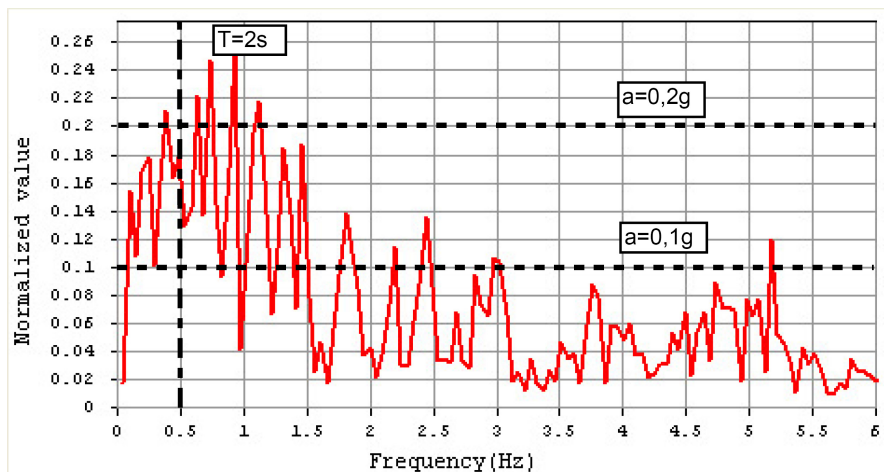
reazione principale, quella parallela all'orbitura dei solai (grazie alla regolarità in pianta, è consentito da Ordinanza 3274 (2006)).

Le masse totali dei vari piani per la combinazione di carico sismica valgono rispettivamente:

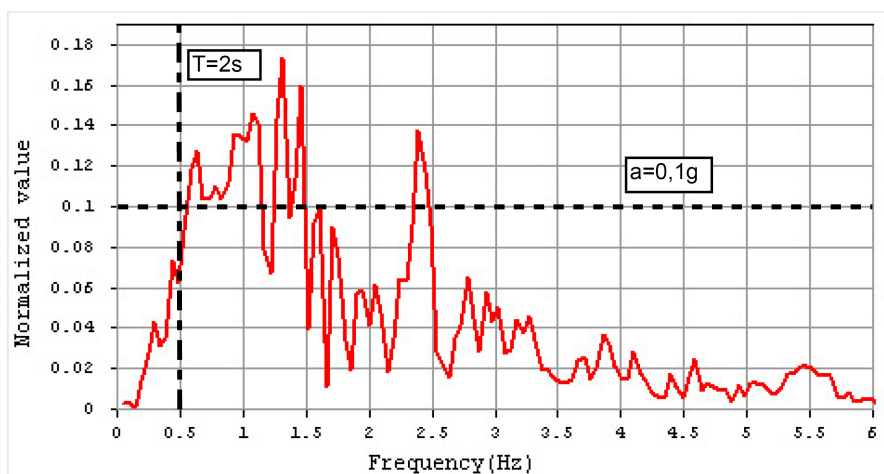
- 103 t per i piani abitati;
- 94 t per la copertura.

### 6.2.1 Risposta telaio nudo

Nelle analisi non-lineari è stato assunto un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente "elastico"  $\xi = 2\%$ . La scelta di un valore inferiore al tradizionale 5% è legata al tipo di smorzamento scelto, alla Rayleigh, imposto alle due frequenze principali elastiche: l'allungamento del periodo per escursione in campo non-lineare avrebbe aumentato il valore dello smorzamento viscoso originando risultati non conservativi.



(a)



(b)

Figura 6.11: FFT (accelerazione normalizzata) per accelerogramma MIY (a) e LPR (b).

Nella sezione corrente si tratta il caso di telaio nudo, su cui agiscono le masse corrispondenti ai valori calcolati in combinazione sismica (compresi i tamponamenti); l'approccio è vicino alla prassi progettuale più diffusa.

In generale appare evidente come accelerogrammi caratterizzati da una medesima accelerazione di picco, ma da contenuti in frequenza diversi, provochino risposte in termini di spostamento del baricentro dell'ultimo impalcato alquanto differenti ( $\delta$  di Figura 6.12).

Gli accelerogrammi artificiali, compatibili con gli spettri normativi, non configurano inoltre sempre risposte conservative: la previsione media di spostamento in sommità è di 22,5 cm nel caso di accelerogrammi naturali (escludendo l'evento *MIY*, la media dei restanti 5 scende a 17,0 cm) contro 14,1 cm degli artificiali.

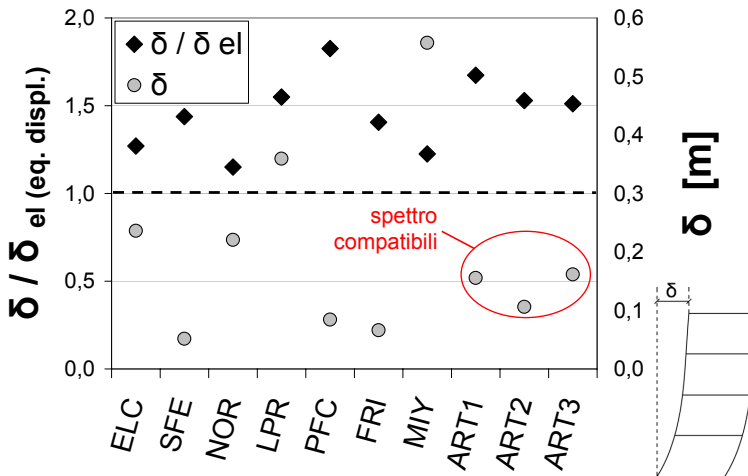


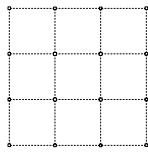
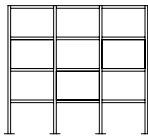
Figura 6.12: Massimo spostamento in analisi time-history per telaio nudo in legno, e rapporto con previsione spettrale elastica.

La previsione spettrale di spostamento per un oscillatore semplice elastico (considerando il periodo elastico ed uno spettro di risposta con smorzamento viscoso equivalente  $\xi = 5\%$ ), relativa a ciascun accelerogramma, è circa pari al 70% del valore ottenuto da analisi non-lineari ( $\delta/\delta_{el}$  di Figura 6.12).

Analizzando la risposta in termini di *drift* (Tabella 6.2), si nota come a fronte di situazioni accettabili per il sisma di progetto nel caso di accelerogrammi artificiali, per 2 degli accelerogrammi naturali viene superato il limite

del 2,5 %, ritenuto significativo per una prestazione compatibile con condizioni ultime.

Tabella 6.2: Massimo drift analisi t.h. su telaio nudo.

	Sisma	$drift_{max}$ [%]	Piano	media $drift_{max}$ [%]
	<i>ELC</i>	2,29	0-1	1,97
	<i>SFE</i>	0,70	3-4	0,60
	<i>NOR</i>	2,53	0-1	1,90
	<i>LPR</i>	3,70	2-3	3,11
	<i>PFC</i>	0,88	0-1	0,85
	<i>FRI</i>	0,80	1-2	0,62
	<i>MIY</i>	6,78	0-1	4,87
	<i>ART1</i>	1,75	0-1	1,40
	<i>ART2</i>	1,10	2-3	1,03
	<i>ART3</i>	1,86	1-2	1,66

Inoltre, dalla medesima tabella si può notare come il contenuto in frequenza dei sismi, per il caso in esame, tenda a variare la localizzazione del piano di massima richiesta di spostamento per la struttura.

Tale aspetto può essere spiegato anche attraverso considerazioni modali (riferite ai modi elastici di vibrare): sebbene il primo modo di vibrare sia preponderante in termini di massa modale, di fatto essendo caratterizzato da un periodo molto lungo ( $T_1 > 2$  s), l'accelerazione modale è inferiore, anche notevolmente, a quella di modi superiori, che rispondono sul *plateau* teorico dello spettro normativo (Figura 6.13).

La richiesta locale di duttilità nelle cerniere più sollecitate, quelle alla base della struttura, nel caso peggiore (*MIY*) è molto elevata, ma a prescindere da altri aspetti non considerati (effetto P- $\Delta$  ad esempio) è compatibile con la capacità dell'elemento (stimabile in letteratura su valori di circa 0,08 rad), a fronte di un danneggiamento sicuramente importante; la richiesta di duttilità in un nodo significativo per le travi è leggermente inferiore (Figura 6.14)).

Imponendo uno smorzamento viscoso equivalente  $\xi = 5\%$ , il massimo *drift* interpiano diminuirebbe del 18% circa, con valori estremi del 32% (*ART1*) e 5% (*ELC*) (valori analoghi per la media dei massimi *drift* interpiano). La massima richiesta di rotazione nei nodi alla base diminuirebbe mediamente

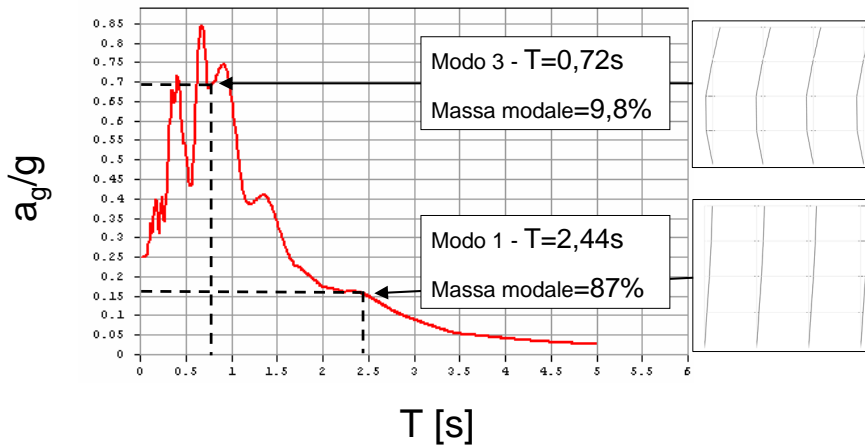


Figura 6.13: Accelerazione spettrale per modi elastici, sisma LPR, per telaio nudo.

del 22 %, con valori estremi del 39 % (*ART1*) e 7 % (*SFE*). La massima rotazione del nodo significativo per la trave del primo impalcato diminuirebbe mediamente del 16 %.

## 6.2.2 Irregolarità in elevazione da tamponamenti

L'irregolarità strutturale in elevazione (anche dovuta ad una erronea distribuzione dei tamponamenti) è spesso causa di meccanismi particolarmente pericolosi in caso di sisma, tra cui il più noto a livello globale è quello di piano debole.

Talvolta si tratta propriamente di una deficienza della progettazione, generalmente strettamente correlata ad esigenze architettoniche di gestione degli spazi<sup>3</sup>. Tuttavia, in presenza di tamponamenti fragili il meccanismo tende a manifestarsi anche in strutture con disposizione regolare degli elementi non strutturali, per la tendenza a localizzare il danno tipica dei meccanismi fragili.

La rigidità dei tamponamenti tradizionali, soprattutto dopo la formazione del piano debole, modifica la deformata strutturale tendendo ad un comportamento a pendolo rovescio, con notevole richiesta di duttilità locale, non attesa in fase progettuale<sup>4</sup>.

<sup>3</sup>In questo caso un'accorta analisi sismica, essendo nota a priori la vulnerabilità per lo specifico meccanismo, potrebbe garantire comunque prestazioni adeguate.

<sup>4</sup>A meno che non siano stati utilizzati modelli strutturali non-lineari raffinati.

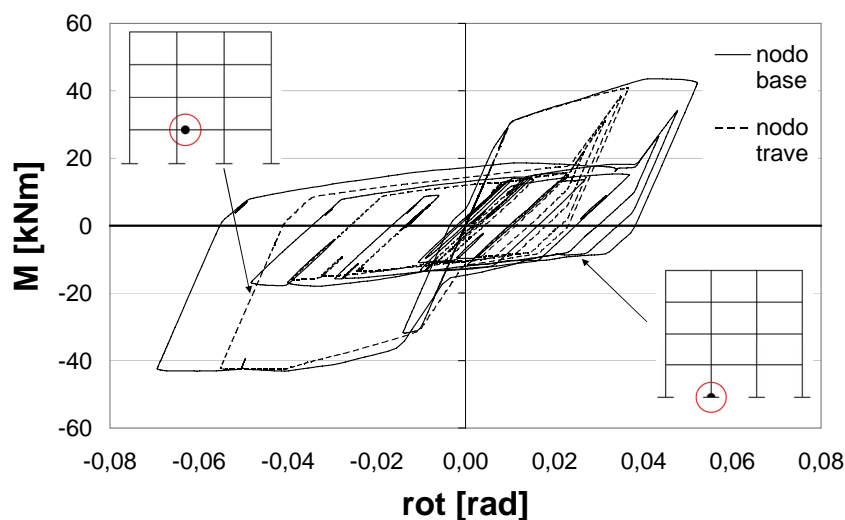


Figura 6.14: Richiesta di duttilità per nodi in telaio nudo.

L'utilizzo di tamponamenti in terra cruda partiti, dal comportamento plastico tendente all'incrudente (Capitolo 4), risponderebbe alla necessità di diffondere l'eventuale danneggiamento; l'effetto irrigidente, piccolo ma non trascurabile per strutture in legno, può invece limitare la richiesta di spostamento globale, con garanzia di efficacia anche per deformazioni compatibili con condizioni da *SLU*.

Oltre a questi due aspetti, anche il contributo dissipativo garantito da tamponamenti duttili è una risorsa importante in caso di sisma. Per quantificare l'ordine di grandezza dell'energia dissipata in un ciclo, in Figura 6.15 si propone il confronto tra il comportamento numerico in prova quasi statica di telaio nudo e con tamponamenti e "tramezzi" in terra cruda partiti, per spostamento in sommità corrispondente a  $drift = 2,5\%H = 0,31\text{ m}$  (distribuzione delle forze lineare in altezza).

### 6.2.2.1 Effetto su richiesta di spostamento

**Piano debole (*pilotis*).** Nel caso presentato di struttura con piano terra debole per scelta (architettonica), l'irrigidimento dei piani superiori fornito dal tamponamento non è tale da generare appieno un meccanismo a pendolo rovescio, ma è tuttavia sufficiente a limitare l'influenza dei modi di vibrare superiori al primo sollecitati da specifiche frequenze del sisma.



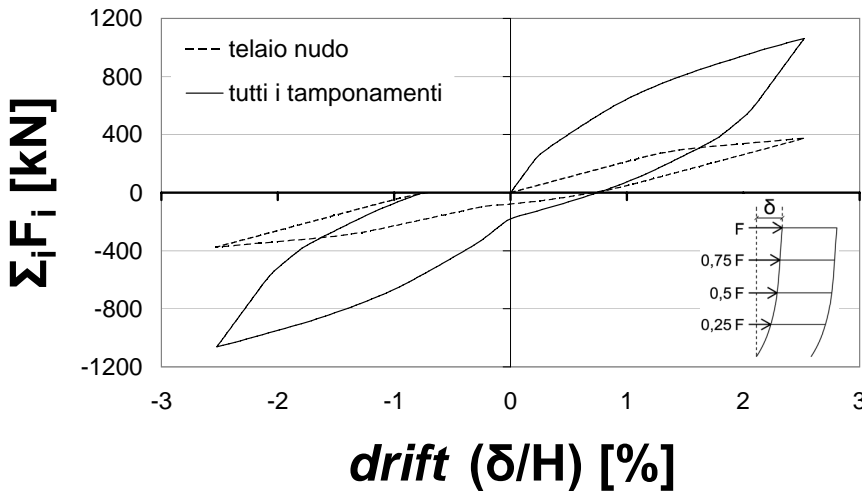


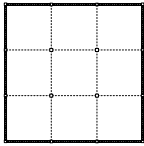
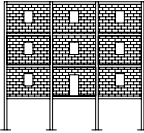
Figura 6.15: Ciclo di carico per telaio in legno nudo e tamponato in terra cruda (compresi “tramezzi”).

Tabella 6.3 mostra chiaramente che il piano più sollecitato è sempre quello terra, dove si concentra la maggiore richiesta di spostamento; in generale a livello di struttura la domanda di spostamento diminuisce, ma la stessa considerazione non vale per il massimo *drift* interpiano, similmente a quanto emerso anche sperimentalmente (Negro e Verzelletti (1996)).

Imponendo uno smorzamento viscoso  $\xi = 5\%$ , il massimo *drift* interpiano diminuirebbe del 7% circa, con valori estremi del 23% (*ART1*) e 4% (*LPR*); la media dei massimi *drift* interpiano segue lo stesso trend ed è molto simile anche numericamente. La massima richiesta di rotazione nei nodi alla base diminuirebbe mediamente del 15%, con valori estremi del 28% (*ART1*) e 4% (*LPR*). La massima rotazione del nodo significativo per la trave del primo impalcato diminuirebbe mediamente del 13%.

**Solo tamponamenti esterni.** Quando nell’analisi di edifici tradizionali viene computato il contributo irrigidente dei tamponamenti, in genere si considerano solamente i muri perimetrali, che per lo spessore ed i materiali impiegati sono più incidenti rispetto alle partizioni interne sulla risposta strutturale. I risultati si riferiscono ad una muratura in terra cruda partita dello spessore di 18 cm.

Tabella 6.3: Massimo drift analisi t.h. su telaio con piano terra debole (pilotis).

	Sisma	$drift_{max}$ [%]	Piano	media $drift_{max}$ [%]
	<i>ELC</i>	1,70	0-1	1,19
	<i>SFE</i>	0,68	0-1	0,46
	<i>NOR</i>	2,13	0-1	1,23
	<i>LPR</i>	2,76	0-1	1,46
	<i>PFC</i>	0,92	0-1	0,56
	<i>FRI</i>	1,04	0-1	0,60
	<i>MIY</i>	5,71	0-1	2,87
	<i>ART1</i>	1,71	0-1	1,09
	<i>ART2</i>	1,68	0-1	1,03
	<i>ART3</i>	2,00	0-1	1,27

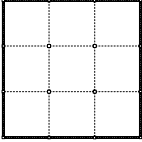
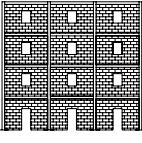
Una distribuzione regolare di tamponamenti è solitamente in grado di limitare la richiesta di spostamento globale, ma contestualmente aumenta anche la rigidità strutturale, attirando forze maggiori nell'ottica di un'analisi spettrale da normativa.

Dai risultati di Tabella 6.4 si può dedurre che la presenza di tamponamenti, anche disposti con regolarità, ha la tendenza a localizzare la massima richiesta di spostamento al piano terra; tale considerazione non è vera in ogni caso.

Per smorzamento viscoso  $\xi = 5\%$ , il massimo  $drift$  interpiano diminuirebbe del 13% circa, con valori estremi del 26% (*ART3*) e 4% (*LPR*); discorso analogo vale per la media dei massimi  $drift$  interpiano. La massima richiesta di rotazione nei nodi alla base diminuirebbe mediamente del 12%, con valori estremi del 21% (*ART3*) e 4% (*NOR*). La massima rotazione del nodo significativo per la trave del primo impalcato diminuirebbe mediamente dell'11%.

**Tamponamenti esterni e partizioni interne.** In Tabella 6.5 vengono proposti i risultati in termini di richiesta di spostamento per una struttura in cui è considerato il contributo resistente ed irrigidente sia della muratura perimetrale di tamponamento (in terra cruda partita dello spessore di 18 cm) che delle partizioni interne (di medesima fattura e spessore di 12 cm), evidentemente non trascurabili in termini di risposta traslatoria.

Tabella 6.4: Massimo drift analisi t.h. su telaio con sole murature di tamponamento perimetrali.

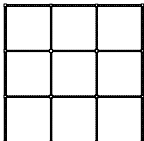
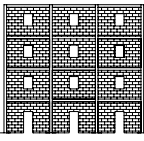
	Sisma	$drift_{max}$ [%]	Piano	media $drift_{max}$ [%]
	<i>ELC</i>	1,13	1-2	0,98
	<i>SFE</i>	0,62	0-1	0,51
	<i>NOR</i>	1,13	1-2	0,87
	<i>LPR</i>	2,10	0-1	1,55
	<i>PFC</i>	0,55	0-1	0,45
	<i>FRI</i>	0,73	0-1	0,50
	<i>MIY</i>	4,92	0-1	3,40
	<i>ART1</i>	1,06	0-1	0,79
	<i>ART2</i>	1,08	0-1	0,75
	<i>ART3</i>	1,46	1-2	1,21

Anche in questo caso, la presenza di tamponamenti tende a localizzare la massima richiesta di spostamento al piano terra.

La variazione del coefficiente di smorzamento viscoso (da  $\xi = 2\%$  a  $\xi = 5\%$ ) ha influenza molto simile a quella del caso di soli tamponamenti esterni: il massimo *drift* interpiano diminuisce del 12% circa, con estremi del 18% (*FRI*) e 6% (*ART2*); discorso analogo vale per la media dei massimi *drift* interpiano, anche se lo scarto tra estremi è più contenuto. La massima richiesta di rotazione nei nodi alla base diminuisce mediamente del 13%, con valori estremi del 19% (*FRI*) e 6% (*ART2*), mentre per il nodo significativo per la trave del primo impalcato la diminuzione è del 13%.

**Confronto.** A livello di massimo *drift* interpiano, la presenza dei tamponamenti gioca un ruolo primario soprattutto per i sismi di maggiore impatto sulla struttura. Nei tre casi in cui viene superato, in caso di telaio nudo, il limite del 2,5%, ritenuto significativo per prestazione allo *SLU* (linea tratteggiata in Figura 6.16(a)), la presenza di tamponamenti regolarmente distribuiti in altezza permette in due casi di rientrare in valori accettabili, mentre nell'altro di ridurre comunque notevolmente la richiesta di spostamento, anche se effetti del secondo ordine potrebbero rendere inaccettabile la prestazione. Si tratta tuttavia di eventi tali da essere ben più punitivi rispetto agli accelerogrammi

Tabella 6.5: Massimo drift analisi t.h. su telaio con murature di tamponamento perimetrali e di partizione interne.

	Sisma	$drift_{max}$ [%]	Piano	media $drift_{max}$ [%]
	<i>ELC</i>	1,01	0-1	0,67
	<i>SFE</i>	0,60	0-1	0,45
	<i>NOR</i>	1,00	0-1	0,71
	<i>LPR</i>	2,29	0-1	1,49
	<i>PFC</i>	0,60	0-1	0,45
		<i>FRI</i>	0,40	0-1
<i>MIY</i>		3,04	0-1	2,08
<i>ART1</i>		0,72	1-2	0,57
<i>ART2</i>		0,96	0-1	0,77
<i>ART3</i>		0,99	0-1	0,68

compatibili con spettri da normativa (di sigla *ART*).

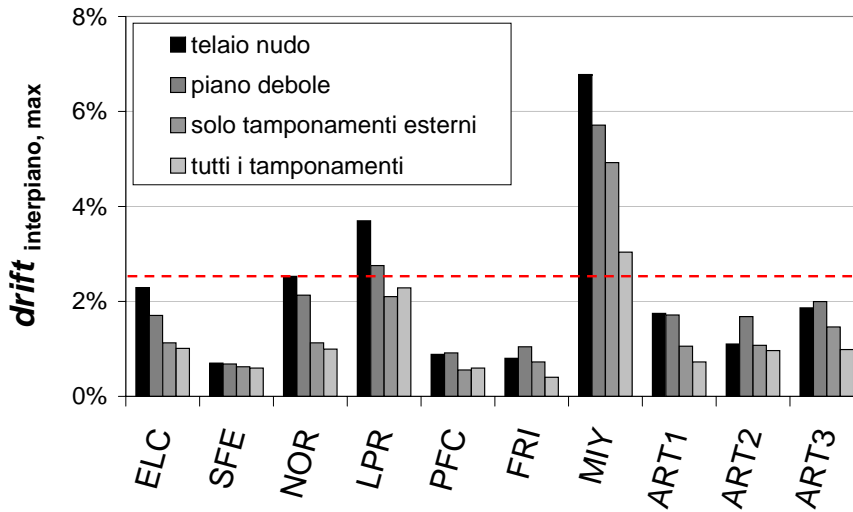
Mediamente, rispetto al telaio nudo, il massimo *drift* interpiano:

- aumenta del 1 % nel caso di piano debole;
- diminuisce del 22 % nel caso si considerino solo i tamponamenti esterni;
- diminuisce del 44 % nel caso si considerino i tamponamenti esterni e le partizioni interne.

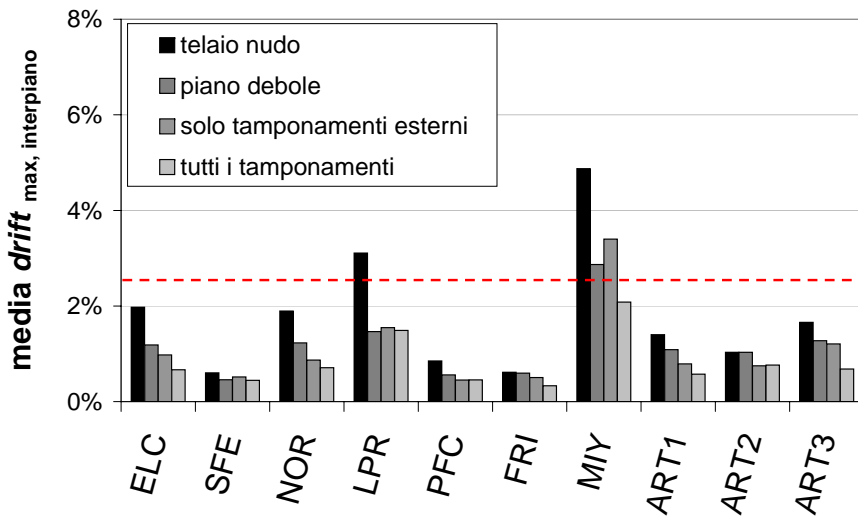
In termini di media dei massimi *drift* (Figura 6.16(b)), anche una tipologia strutturale “pericolosa” quale quella a *pilotis* diminuisce la richiesta di spostamento, tuttavia concentrandola localmente al piano debole; in rapporto al caso di telaio nudo, la grandezza considerata:

- diminuisce del 28 % nel caso di piano debole;
- diminuisce del 36 % nel caso si considerino solo i tamponamenti esterni;
- diminuisce del 50 % nel caso si considerino i tamponamenti esterni e le partizioni interne.

In Figura 6.17 si può notare (per alcuni casi significativi) come, in termini di forma normalizzata della deformata al picco, la presenza di tamponamenti



(a)



(b)

Figura 6.16: Confronto tra massimo drift interpiano (a) e media dei massimi drift interpiano (b) per variazione in altezza delle soluzioni di tamponamento.

non forzi un comportamento univoco, se non per il fatto che la richiesta relativa di spostamento al piano terra è maggiore rispetto al caso di telaio nudo.

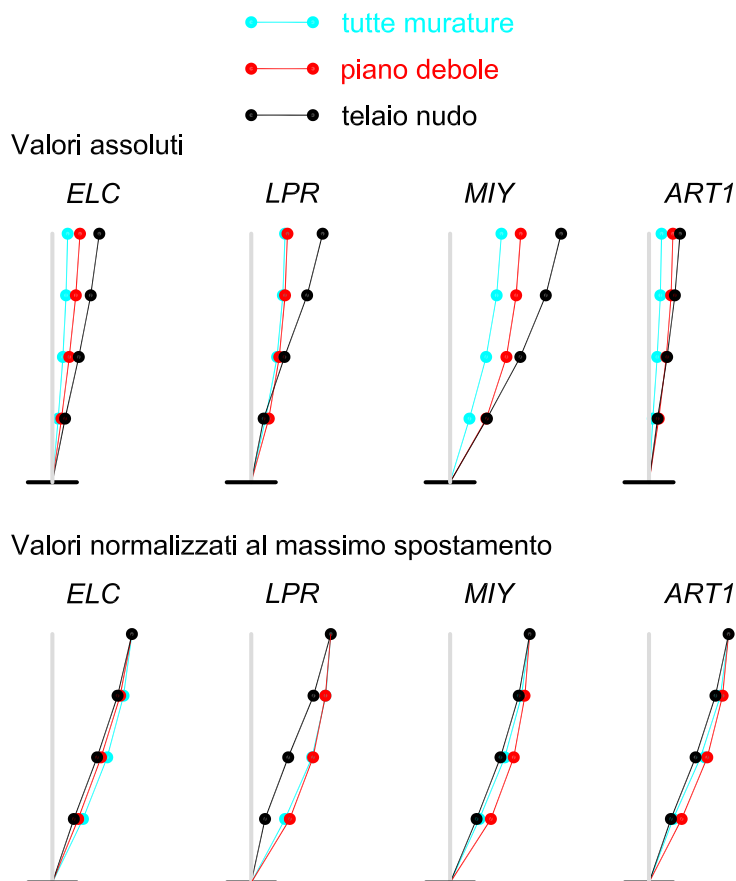
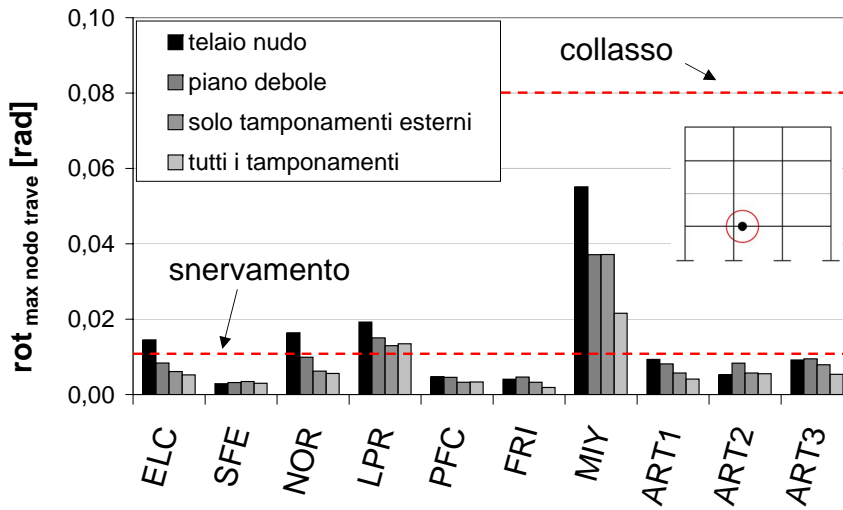


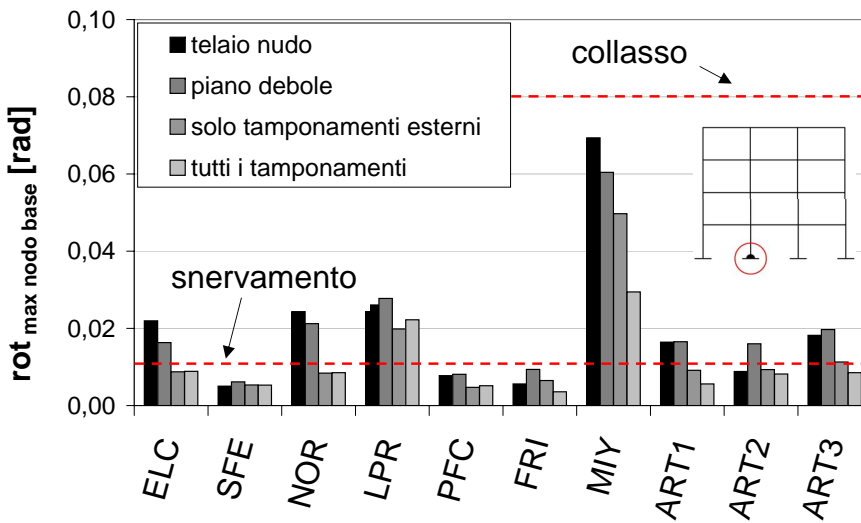
Figura 6.17: Spostamento assoluto e relativo (al valore in sommità della struttura) al picco di spostamento per varie soluzioni in altezza di tamponamento.

### 6.2.2.2 Effetto su richiesta di duttilità locale

Il dettaglio della massima rotazione degli elementi più significativi è riportato in Figura 6.18.



(a)



(b)

Figura 6.18: Massima rotazione su nodo significativo per la trave (a) e nodo alla base (b) per variazione in altezza delle soluzioni di tamponamento.

La richiesta di duttilità locale ricade principalmente sui nodi alla base. Per la valutazione dello stato di danno dei nodi (sia sulle travi che sui pilastri) si assume una rotazione di snervamento di  $0,01$  rad; il collasso dell'elemento potrebbe essere stimato, su basi da letteratura, in  $0,08$  rad.

In generale, il comportamento migliora in presenza di tamponamenti, talvolta anche se disposti in modo irregolare come nel caso con piano debole. Spesso, anzi, i tamponamenti sono in grado di proteggere gli elementi primari dallo snervamento, a fronte di un danneggiamento negli stessi probabilmente poco visibile, almeno in riferimento ai risultati di Capitolo 4.

Una disposizione regolare dei tamponamenti permette quindi una minore richiesta di duttilità nei nodi, da cui consegue una minore dissipazione di energia ed un contenimento del danneggiamento negli elementi sismoresistenti primari, come si può notare in Figura 6.19, per un nodo alla base della struttura sottoposta all'evento *MIY*. Nel caso specifico, la protezione si manifesta anche in termini di rotazione residua nel nodo, che passa da  $1,2 \cdot 10^{-2}$  rad a  $1,5 \cdot 10^{-3}$  rad.

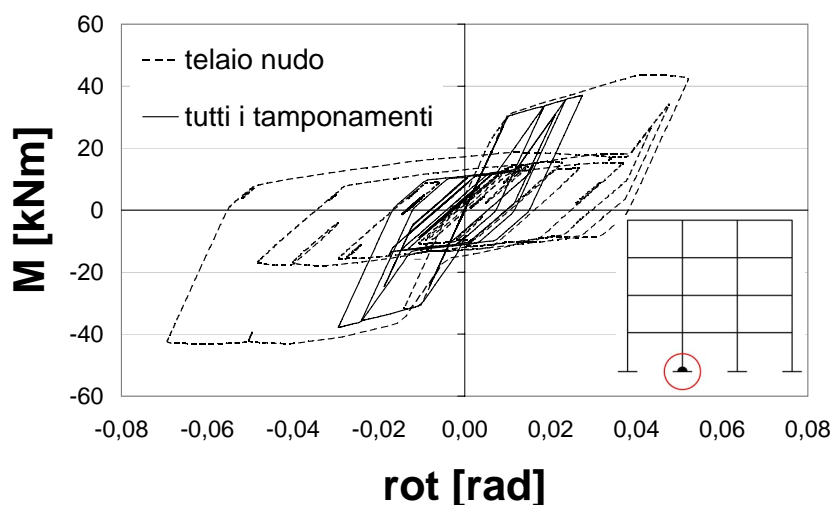


Figura 6.19: Richiesta di rotazione per nodo alla base al variare delle condizioni di tamponamento in altezza, evento *MIY*.



### 6.2.3 Effetto tamponamenti attraverso incremento di smorzamento viscoso equivalente $\xi$

Nella sezione che segue si intende valutare se sia possibile, in forma semplificata, considerare i tamponamenti duttili attraverso l'incremento dello smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  nell'analisi dinamica del telaio nudo (a nodi non lineari).

Il limite di tale approccio risiede sicuramente nel fatto che la struttura è quella a telaio nudo, per cui la variazione di frequenze proprie e forme modali dipende solamente dallo smorzamento (in forma semplificata,  $\omega_d = \sqrt{1 - \xi^2} \omega_n$ ), e non ad effetti irrigidenti legati alla presenza dei tamponamenti.

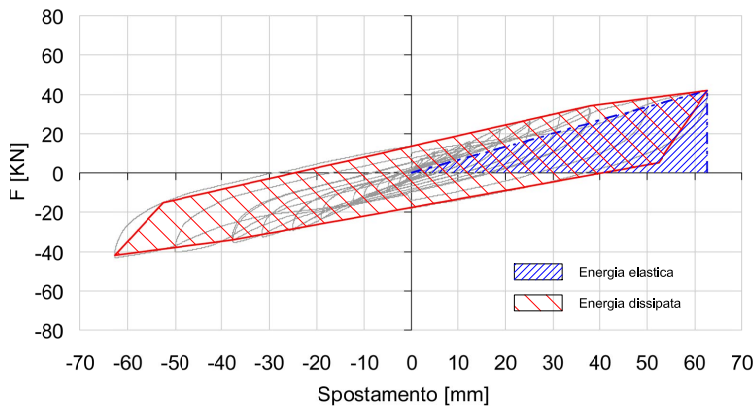


Figura 6.20: Aree smorzamento alla Jacobsen.

Al fine di stimare un coefficiente di smorzamento viscoso adeguato, si è seguito un approccio alla *Jacobsen* (Figura 6.20), valido tuttavia per sollecitazioni armoniche. Sebbene in generale il coefficiente vari al variare della duttilità strutturale, per il calcolo del valore si è fatto riferimento alla condizione di massimo *drift* nella prova sperimentale su parete in terra cruda con partizioni, secondo:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_{dissipata}}{E_{elastica}} = 22\%. \quad (6.1)$$

Nelle analisi, assumendo uno smorzamento “elastico” di base del 2%, è stato considerato uno smorzamento viscoso (calcolato dallo smorzamento modale alla Rayleigh, e calibrato sulle due frequenze principali elastiche) del 15%, in

rappresentanza del contributo dei tamponamenti (le cerniere del telaio restano elastoplastiche).

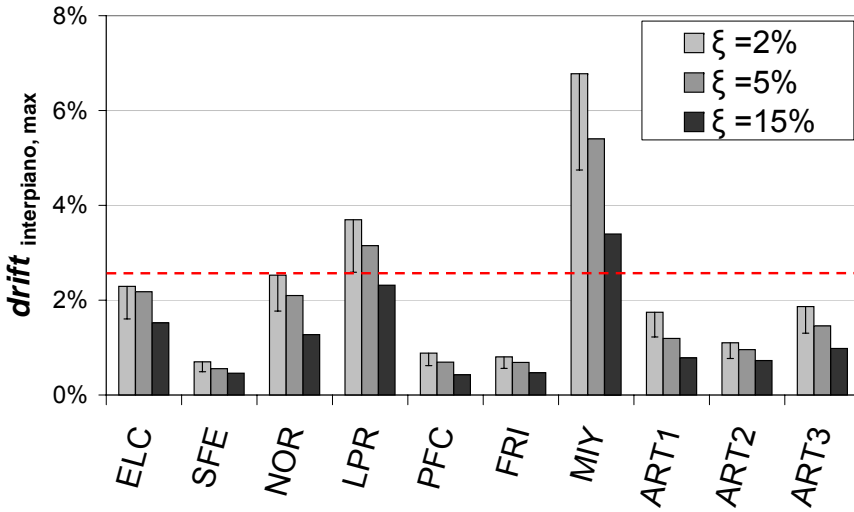
Con tale scelta si vuole principalmente verificare se il valore di  $\xi = 20\%$ , proposto da alcuni autori per spiegare il buon comportamento sismico degli edifici tradizionali cui si è accennato in Sezione 2.1, sia sensato per strutture tecnicamente affini quali sono quelle analizzate nel capitolo corrente.

L'incremento di smorzamento, come atteso, diminuisce notevolmente la richiesta di spostamento strutturale: mediamente del 43% (Figura 6.21(a)) sui massimi interpiano e del 44% sulla media dei massimi interpiano (Figura 6.21(b)) rispetto al valore calcolato con  $\xi = 2\%$ . Questi valori sono compatibili solamente con i risultati ottenuti nel caso di tamponamenti e "tramezzi" in terra cruda, partiti internamente, distribuiti regolarmente in altezza ed in pianta su ogni campata.

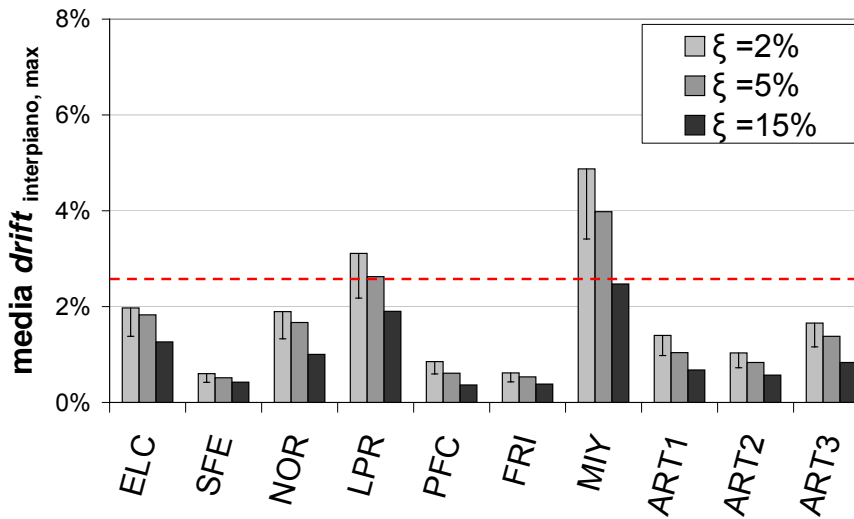
Come già affermato ed attendibile, Tabella 6.6 conferma che l'incremento di smorzamento incide poco sulla forma della deformata, per cui si perdono ovviamente gli effetti della variazione dei modi di vibrare imposti dai tamponamenti.

Tabella 6.6: Deformata inelastica normalizzata allo spostamento di picco.

Piano	<i>ELC</i>		<i>LPR</i>	
	$\xi = 2\%$	$\xi = 15\%$	$\xi = 2\%$	$\xi = 15\%$
1	0,27	0,23	0,17	0,22
2	0,56	0,54	0,46	0,53
3	0,82	0,81	0,78	0,81
4	1,00	1,00	1,00	1,00
Piano	<i>MIY</i>		<i>ART1</i>	
	$\xi = 2\%$	$\xi = 15\%$	$\xi = 2\%$	$\xi = 15\%$
1	0,33	0,37	0,28	0,26
2	0,63	0,68	0,59	0,57
3	0,86	0,89	0,84	0,83
4	1,00	1,00	1,00	1,00



(a)



(b)

Figura 6.21: Confronto tra massimo drift interpiano (a) e media dei massimi drift interpiano (b) per coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  pari a 2%, 5% e 15%; barra d'errore: -30%.

## 6.2.4 Intensità sismica e risposta strutturale di edificio tamponato

Nella sezione seguente si analizza l'effetto della variazione di intensità dell'evento sismico (in termini di  $PGA$ ) sulle configurazioni di tamponamento trattate in precedenza.

Vengono confrontati i dati relativi a due soli accelerogrammi: uno naturale ( $LPR$ ), l'altro artificiale spettro-compatibile ( $ART1$ ).

Tali accelerogrammi mantengono la loro forma originaria: sono stati scalati soltanto perchè il valore di accelerazione di picco coincida con quello specifico dell'analisi. Il limite superiore di accelerazione del suolo ( $0,45\text{ g}$ ) è compatibile con le massime richieste normative.

### 6.2.4.1 Evento $LPR$

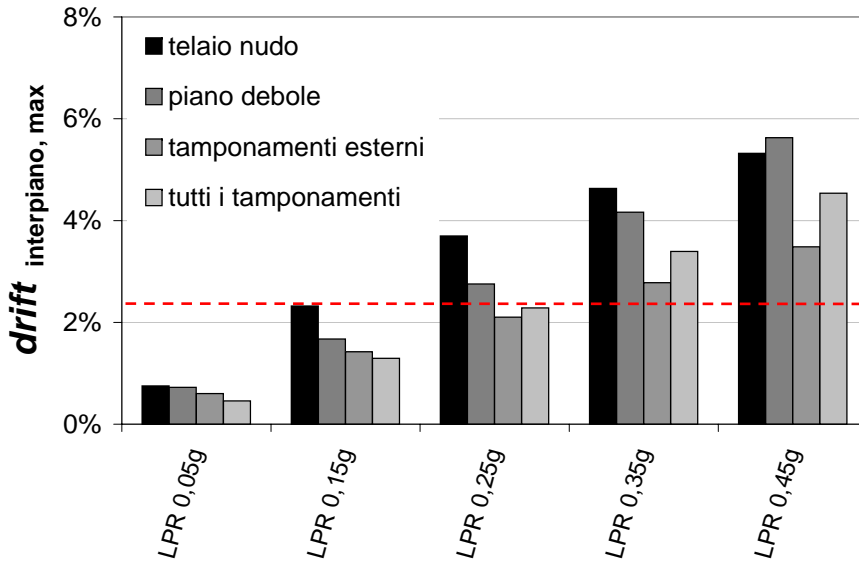
Le considerazioni che seguono si riferiscono all'evento  $LPR$ ; la registrazione originale indica  $PGA = 0,2\text{ g}$ .

Per quel che concerne il massimo *drift* interpiano (Figura 6.22(a)), questi è crescente al crescere dell'intensità dell'evento, ed in prima approssimazione tale tendenza è lineare. Tuttavia, la pendenza della linea di tendenza dipende dalla distribuzione dei tamponamenti.

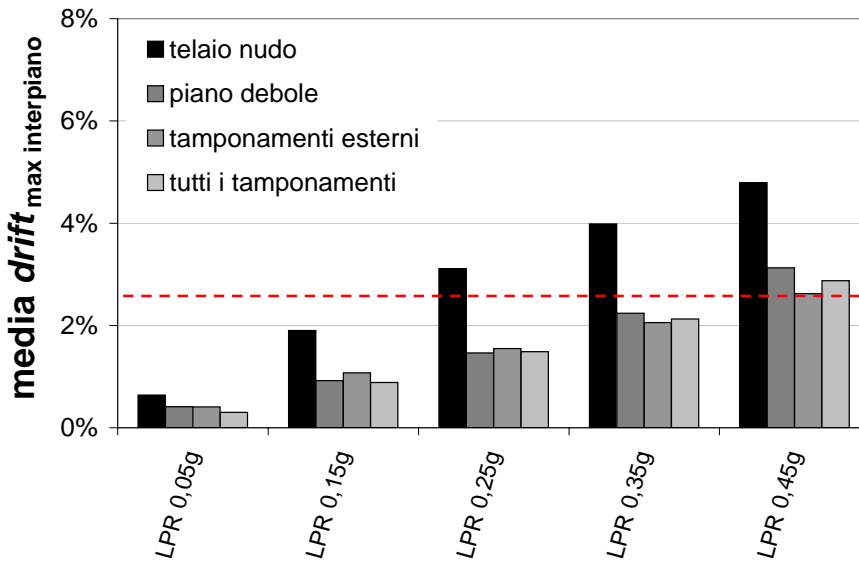
La localizzazione del piano a massima richiesta di spostamento può variare in funzione dell'intensità dell'evento.

Ponendo come limite prestazionale, in condizioni compatibili con  $SLU$ , un *drift* interpiano massimo pari a  $2,5\%$ , se il telaio venisse analizzato come nudo la massima  $PGA$  accettabile sarebbe di  $0,15\text{ g}$ . In caso di struttura a *pilotis*, il limite sarebbe per  $PGA$  circa pari a  $0,2\text{ g}$ ; una corretta disposizione dei tamponamenti, ed il computo del relativo contributo dissipativo ed irrigidente, porterebbe il limite accettabile, per l'evento, su valori di  $PGA = 0,25\text{ g}$ .

A prescindere dall'intensità sismica, un corretto tamponamento permette di ridurre mediamente la massima richiesta di *drift* interpiano di più del  $30\%$ , con massima efficacia per sismi di accelerazione di picco intermedie ( $PGA = 0,15 - 0,25\text{ g}$ ); per la struttura a *pilotis* non è possibile trarre conclusioni generali.



(a)



(b)

Figura 6.22: Massimo drift interpiano (a) e media dei massimi drift interpiano (b), per varie intensità sismiche, evento LPR.

Per quel che concerne media dei massimi *drift* interpiano (Figura 6.22(b)), invece, la presenza di tamponamenti risulta benefica, con una diminuzione della richiesta di spostamento, per l'evento considerato, mediamente stimabile su valori del 45 % rispetto al caso nudo, anche nel caso di *pilotis*, con differenze poco disperse al variare dell'intensità dell'evento; la massima diminuzione è comunque ancora per eventi intermedi.

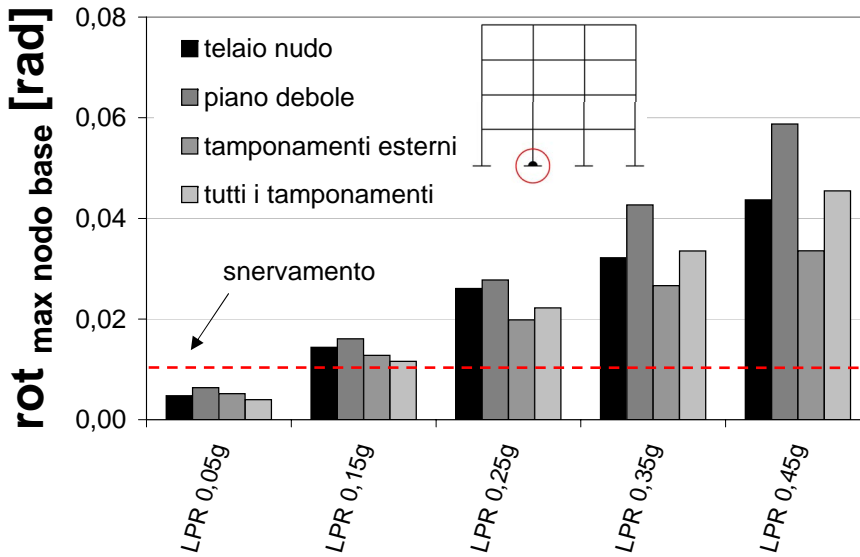
La richiesta di rotazione locale nei nodi, concentrata principalmente alla base della struttura, vede una plasticizzazione degli stessi per il sisma di progetto ( $PGA = 0,25$  g) a prescindere dai tamponamenti, con una rotazione massima al più pari a 2 – 3 volte quella di snervamento (pari a 0,01 rad; Figura 6.23(a)).

Anche in caso di eventi molto intensi rispetto al rischio italiano ( $PGA = 0,45$  g), per il sisma analizzato, la richiesta di rotazione per i nodi è inferiore a quella di rottura (stimabile in 0,08 rad), con buon margine di sicurezza.

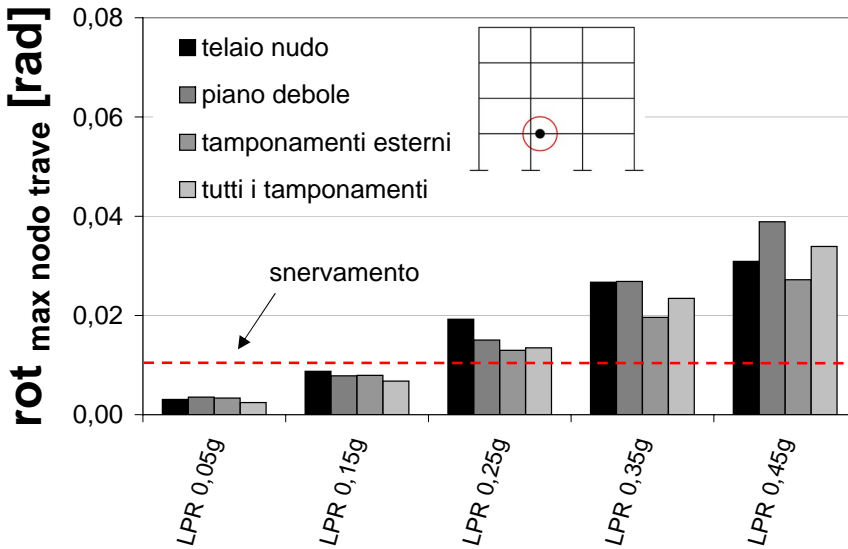
Il limite superiore di accelerazione per avere una risposta strutturale elastica dei nodi della struttura sismoresistente è di  $PGA \approx 0,12$  g, a prescindere dalla tipologia di tamponamento.

Per quel che concerne la trave, la richiesta di duttilità/spostamento è inferiore rispetto alla base, ma tale da provocare plasticizzazione sotto il sisma di progetto, senza particolare beneficio dalla presenza di tamponamenti (probabilmente anche a causa della modellazione degli stessi attraverso bielle monodimensionali diagonali; Figura 6.23(b)).

Uno degli aspetti messi in evidenza dai terremoti turchi degli ultimi decenni è che i sistemi di tamponamento tradizionali proteggono la struttura in terremoti di grande intensità, ma tendono a danneggiarsi in eventi moderati. Se si confronta la storia di carico per il nodo significativo alla base della struttura (che sono i nodi più sollecitati; Figura 6.24(a)) con quella del sistema di molle inelastiche rappresentativo del tamponamento al primo piano (per il caso di soli tamponamenti esterni; Figura 6.24(b)), si nota come la dissipazione energetica (per danneggiamento/scorrimento lungo le partizioni) sia molto maggiore per gli elementi di tamponamento, e questa abbia luogo anche per eventi di intensità molto limitata ( $PGA=0,05$  g), quando il nodo risponde ancora in modo elastico.

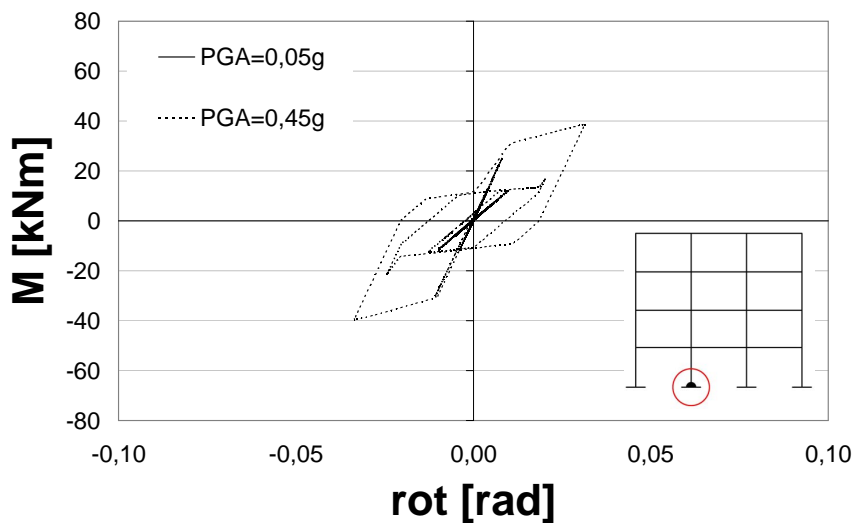


(a)

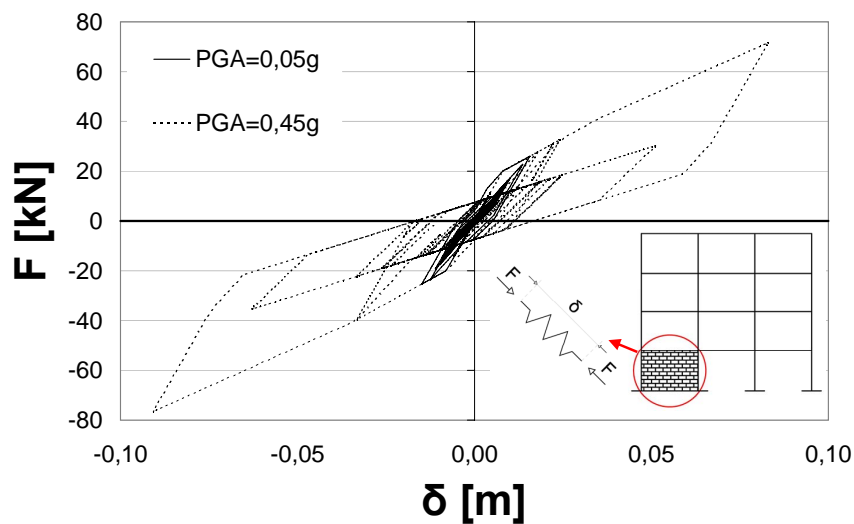


(b)

Figura 6.23: Massima richiesta di rotazione per nodo alla base della struttura (a) e su trave del primo piano (b) per varie intensità sismiche, evento LPR.



(a)



(b)

Figura 6.24: Storia di carico di cerniera plastica (rotazionale) alla base del telaio (a) e del sistema di molle (bielle) sostitutivo del tamponamento per (b) per varie intensità sismiche, evento LPR.



### 6.2.4.2 Evento ART1

Il caso riportato di seguito è, come già anticipato, relativo alla risposta dinamica di un edificio sottoposto ad un accelerogramma compatibile con le specifiche da normativa.

Sia a riguardo del massimo *drift* interpiano, che ovviamente della media dei massimi, la risposta strutturale è inferiore al limite definito come prestazione accettabile; in particolare, la struttura sarebbe in grado di incassare accelerazioni (*PGA*) anche superiori a 0,45 g se adeguatamente tamponata (Figura 6.25(a)). Il *trend* di crescita si discosta poco dalla linearità al variare dell'intensità sismica anche in questo caso.

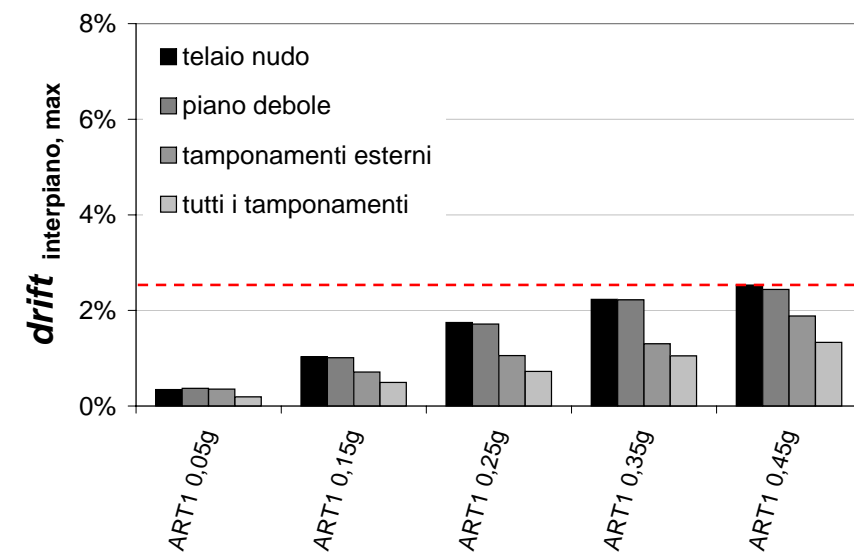
Il massimo *drift* interpiano è mediamente lo stesso per telaio nudo ed a *pilotis*. Includendo i tamponamenti perimetrali, il valore diminuisce mediamente del 25 %, del 50 % considerando anche le tramezzature. L'efficacia massima è per sismi di intensità intermedia.

Valutando la media dei *drift* massimi (Figura 6.25(b)), la riduzione rispetto al telaio nudo è del 25 % per edificio a *pilotis*, del 29 % per tamponamenti perimetrali e del 53 % nella situazione con tutte le murature, anche in questo caso con massima riduzione per intensità intermedia.

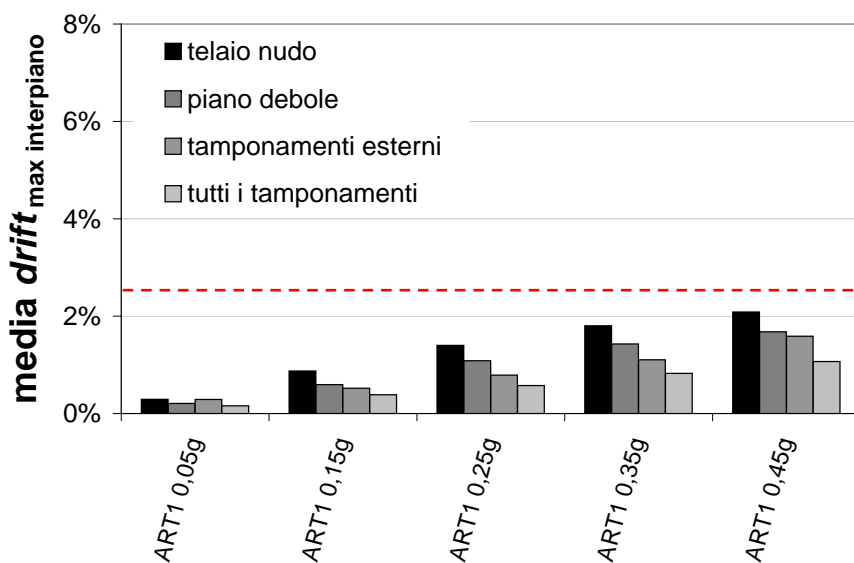
A livello locale, la richiesta di duttilità nelle connessioni è mediamente minore rispetto al caso *LPR*; una regolare posizione di tamponamenti e tramezzature interne potrebbe limitare l'escursione in campo plastico di tali elementi anche a fronte di  $PGA = 0,45$  g (Figura 6.26).

Una considerazione è comunque necessaria: la struttura sismoresistente primaria, a fronte dell'evento di progetto come previsto da normativa, risponde in campo essenzialmente elastico per la presenza di tamponamenti duttili che si fanno carico delle sollecitazioni sismiche. Questo aspetto deve essere considerato a livello della scelta del coefficiente di struttura per la riduzione degli spettri elastici, qualora si optasse per una modellazione strutturale comprendente i tamponamenti (alcuni autori, quali ad esempio Paulay e Priestley (1992), sostengono di dover considerare uno spettro di risposta elastico non ridotto per strutture tamponate).

In una situazione in cui i nodi rispondono principalmente in campo elastico alle sollecitazioni, gran parte dell'azione dissipativa è svolto dai tamponamenti (Figura 6.27).



(a)



(b)

Figura 6.25: Massimo drift interpiano (a) e media dei massimi drift interpiano (b), per varie intensità sismiche, evento ART1.

Ciò significherebbe che, anche nel caso di eventi di intensità molto elevata, la struttura subirebbe danni leggeri, a fronte di tamponamenti che, se venisse confermata l'evidenza sperimentale del Capitolo 4, potrebbero essere comunque riparati con interventi superficiali e riprendere immediatamente la completa funzionalità.

Proprio il fatto che i tamponamenti siano concepiti per un comportamento plastico, implica che l'integrità sia una condizione non necessaria per la risposta sismica, per cui alla fine di un evento permarrebbero le potenzialità di prestazione iniziali.

### 6.2.5 Comportamento elastico non-lineare dei nodi

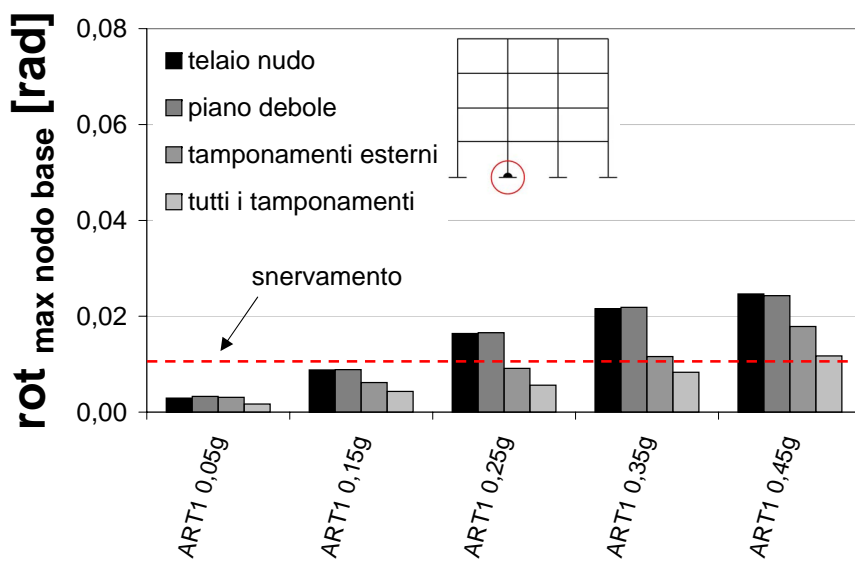
La modellazione che segue si riferisce ad un comportamento elastico non-lineare dei nodi. Lo scopo dell'analisi è di valutare l'effetto di nodi non dissipativi eventualmente associati a tamponamenti dissipativi sulla richiesta di spostamento globale e locale di una struttura sismoresistente.

Strutture di questo genere possono essere ottenute attraverso elementi in legno precompressi post-tesi tramite cavi non aderenti (Buchanan *e altri* (2008)).

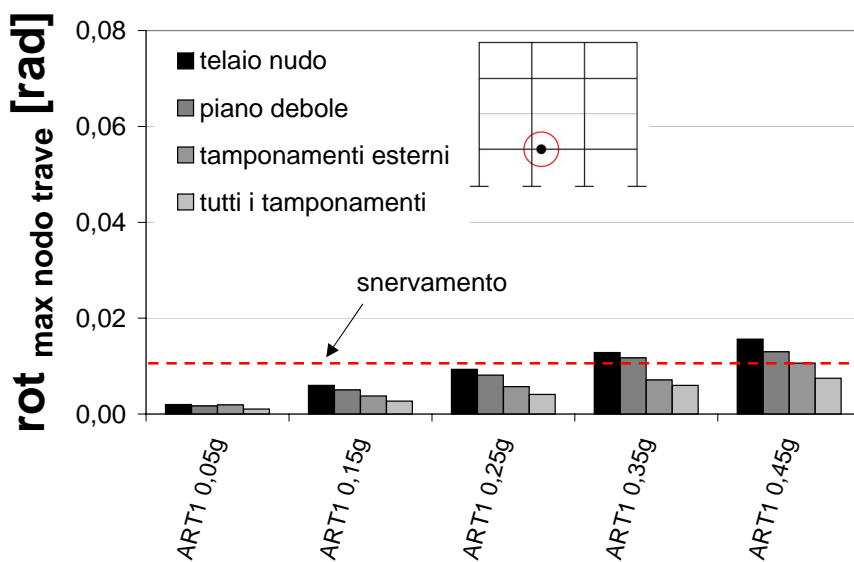
Nella modellazione, è stato assunto per i nodi un comportamento non-lineare che ripercorre l'involuppo delle curve definite nelle analisi precedenti. La situazione che viene configurata dal modello potrebbe essere poco realistica, perchè:

- lo schiacciamento del materiale legno nelle direzioni deboli può portare a fenomeni plastici che rendono il comportamento del nodo non perfettamente elastico;
- valori di resistenza simili a quelli ipotizzati possono essere tecnicamente molto difficili da ottenere (anche per i limiti alla precompressione del legno, che potrebbe indurre problemi di viscosità).

Buchanan *e altri* (2008) hanno proposto soluzioni tecniche che permettono di aggiungere al comportamento elastico non-lineare dei nodi precompressi una componente dissipativa, al costo di un danneggiamento di questi ulteriori elementi "sacrificali" (Figura 6.28).

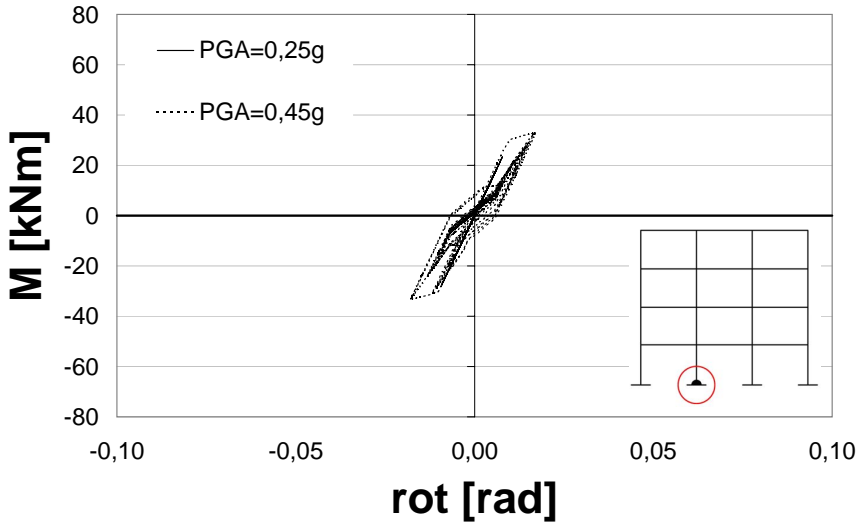


(a)

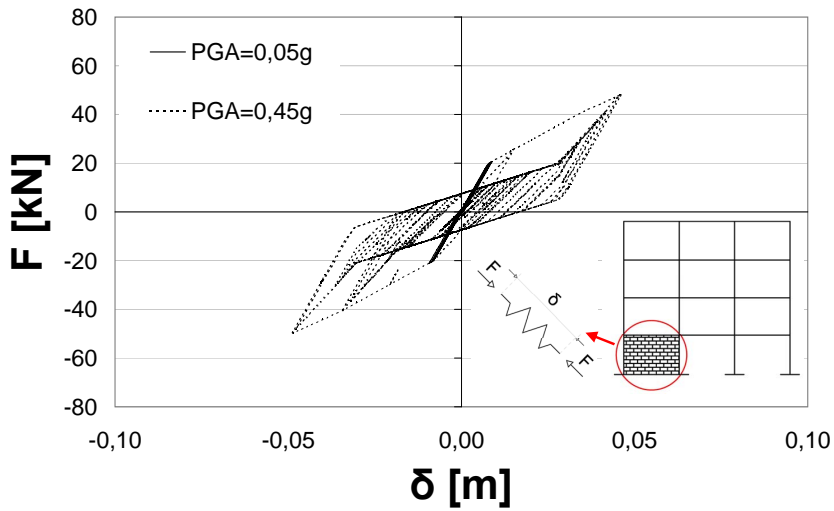


(b)

Figura 6.26: Massima richiesta di rotazione per nodo alla base della struttura (a) e su trave del primo piano (b) per varie intensità sismiche, evento ART1.



(a)



(b)

Figura 6.27: Storia di carico di cerniera plastica (rotazionale) alla base del telaio (a) e del sistema di molle (bielle) sostitutivo del tamponamento per (b) per varie intensità sismiche, evento ART1.

La dissipazione di energia potrebbe anche essere affidata a tamponamenti duttili, con il vantaggio della preservazione dell'integrità degli elementi sismo-resistenti primari e della capacità autoricentrante strutturale, comunque non completa per le deformazioni residue nei tamponamenti.

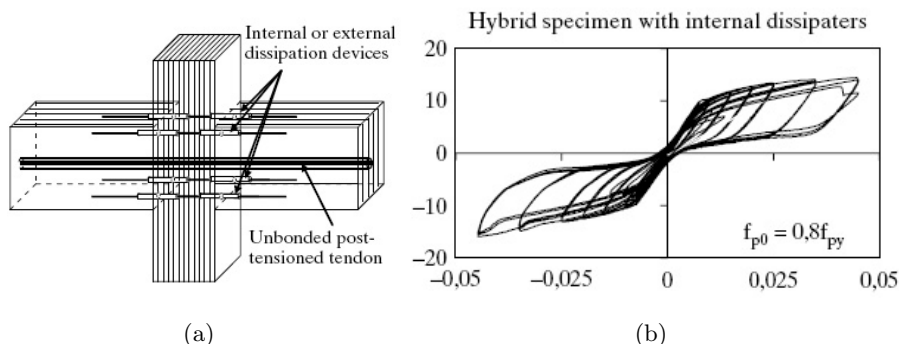


Figura 6.28: Nodo elastico non-lineare con dispositivo dissipativo integrato (a) e relativo comportamento ciclico (b), Buchanan e altri (2008).

Per omogeneità di confronto con le modellazioni precedenti, i dati si riferiscono ad un coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi = 2\%$ . Probabilmente, a causa della sicura non perfetta elasticità dei nodi, avrebbe più senso assumere un valore di  $\xi$  maggiore, al fine di considerare indirettamente la piccola isteresi dei cicli. Per questa ragione, vengono proposti sinteticamente anche i risultati per  $\xi = 5\%$ .

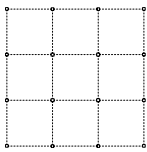
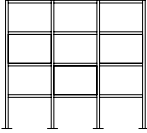
**Telaio nudo.** Il caso presentato è estremo, poichè l'unica forma di dissipazione è legata allo smorzamento viscoso equivalente “elastico” del telaio. I risultati sono riportati in Tabella 6.7.

Ovviamente, per eventi che non provocano snervamento dei nodi il comportamento nel caso elastico non-lineare e plastico è il medesimo. Altrimenti, la richiesta di spostamento rispetto al caso plastico dipende dalla storia di carico. Per sismi compatibili con la normativa, il comportamento di nodi plastici o elastici non-lineari è simile.

Per analisi con  $\xi = 5\%$  il massimo *drift* interpiano diminuirebbe mediamente del 23%, la media dei massimi del 21%.

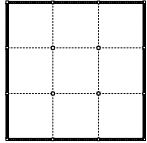
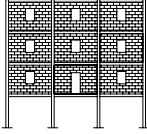
**Piano debole (*pilotis*).** I risultati sono riportati in Tabella 6.8.

Tabella 6.7: Richiesta di drift per analisi t.h. su telaio nudo con nodi elastici non-lineari e confronto con caso di nodi plastici.

	Sisma	$dr_{max}$ [%]	$dr_{max}/dr_{max,pl.}$	$dr_{medio}$ [%]	$dr_{medio}/dr_{medio,pl.}$
 	<i>ELC</i>	3,14	1,37	2,39	1,21
	<i>SFE</i>	0,70	1,00	0,60	1,00
	<i>NOR</i>	3,74	1,48	2,59	1,37
	<i>LPR</i>	3,96	1,07	3,36	1,08
	<i>PFC</i>	0,88	1,00	0,85	1,00
	<i>FRI</i>	0,80	1,00	0,62	1,00
	<i>MIY</i>	*	/	*	/
	<i>ART1</i>	1,90	1,09	1,47	1,05
	<i>ART2</i>	1,10	1,00	1,03	1,00
	<i>ART3</i>	2,13	1,14	1,88	1,14

\* collasso strutturale per superamento capacità nodo base

Tabella 6.8: Richiesta di drift per analisi t.h. su telaio con piano terra debole e nodi elastici non-lineari e confronto con caso di nodi plastici.

	Sisma	$dr_{max}$ [%]	$dr_{max}/dr_{max,pl.}$	$dr_{medio}$ [%]	$dr_{medio}/dr_{medio,pl.}$
 	<i>ELC</i>	1,85	1,09	1,24	1,04
	<i>SFE</i>	0,68	1,00	0,46	1,00
	<i>NOR</i>	2,22	1,04	1,28	1,04
	<i>LPR</i>	2,90	1,05	1,62	1,11
	<i>PFC</i>	0,91	1,00	0,56	1,00
	<i>FRI</i>	1,05	1,00	0,60	1,00
	<i>MIY</i>	*	/	*	/
	<i>ART1</i>	1,83	1,07	1,12	1,03
	<i>ART2</i>	1,76	1,05	1,06	1,03
	<i>ART3</i>	2,05	1,03	1,30	1,02

\* collasso strutturale per superamento capacità nodo base

Rispetto al caso di telaio nudo, l'edificio a *pilotis* manifesta una differenza minore di risposta in termini di spostamento tra comportamento elastico non-lineare e plastico.

Nel caso di smorzamento  $\xi = 5\%$  il massimo *drift* interpiano diminuirebbe mediamente del 16%, la media dei massimi del 17%.

**Solo tamponamenti esterni.** I risultati sono riportati in Tabella 6.9.

Il comportamento non varia in modo sensibile in funzione della scelta di tipologia comportamentale del nodo.

Nel caso di smorzamento  $\xi = 5\%$  il massimo *drift* interpiano e la media dei massimi del diminuirebbero del 14%.

**Tamponamenti esterni e tramezzi interni.** I risultati sono riportati in Tabella 6.10.

In questo caso, la differenza di richiesta di spostamento tra comportamento plastico ed elastico non-lineare è minima, e solo per gli eventi più intensi.

Nel caso di smorzamento  $\xi = 5\%$  il massimo *drift* interpiano e la media dei massimi del diminuirebbero del 12%.

**Confronto.** Come già emerso nei paragrafi precedenti, in genere la massima richiesta di spostamento nel caso di comportamento dei nodi elastico non-lineare perfetto tende ad essere uguale o leggermente superiore rispetto al caso di comportamento plastico. Tuttavia, una corretta ed adeguata disposizione dei tamponamenti permette di rientrare in prestazioni accettabili praticamente in ogni caso (Figura 6.29).

Se nell'analisi venissero considerati i telai nudi, il comportamento sarebbe non accettabile per più eventi, oltre al sicuro collasso per il caso *MIY*, sulla cui particolarità si è già discusso in precedenza. Resta da notare che per sismi spettro-compatibili artificiali la prestazione sarebbe comunque adeguata. Nel confronto tra telai nudi con comportamento plastico ed elastico non-lineare, la differenza di richiesta di massimo *drift* interpiano e di media dei massimi è di circa 11% (escludendo l'evento *MIY*).

Nel caso di cattiva progettazione, con piano terra debole, la differenza media tra le due tipologie comportamentali è circa pari al 3% (escludendo l'evento *MIY*).



Tabella 6.9: Richiesta di drift per analisi t.h. su telaio con tamponamenti esterni e nodi elastici non-lineari e confronto con caso di nodi plastici.

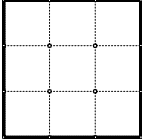
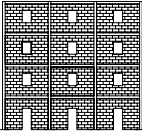
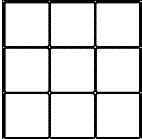
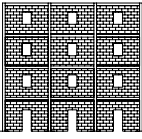
	Sisma	$dr_{max}$ [%]	$dr_{max}/$ $dr_{max,pl.}$	$dr_{medio}$ [%]	$dr_{medio}/$ $dr_{medio,pl.}$
	<i>ELC</i>	1,13	1,00	0,98	1,00
	<i>SFE</i>	0,62	1,00	0,51	1,00
	<i>NOR</i>	1,13	1,00	0,87	1,00
	<i>LPR</i>	2,13	1,02	1,56	1,01
	<i>PFC</i>	0,55	1,00	0,45	1,00
	<i>FRI</i>	0,73	1,00	0,50	1,00
	<i>MIY</i>	6,86	1,39	4,33	1,28
	<i>ART1</i>	1,06	1,00	0,79	1,00
	<i>ART2</i>	1,08	1,00	0,75	1,00
	<i>ART3</i>	1,47	1,00	1,21	1,00

Tabella 6.10: Richiesta di drift per analisi t.h. su telaio con murature di tamponamento perimetrali e tramezzi interni.

	Sisma	$dr_{max}$ [%]	$dr_{max}/$ $dr_{max,pl.}$	$dr_{medio}$ [%]	$dr_{medio}/$ $dr_{medio,pl.}$
	<i>ELC</i>	1,01	1,00	0,67	1,00
	<i>SFE</i>	0,60	1,00	0,45	1,00
	<i>NOR</i>	1,00	1,00	0,71	1,00
	<i>LPR</i>	2,35	1,03	1,60	1,08
	<i>PFC</i>	0,60	1,00	0,45	1,00
	<i>FRI</i>	0,40	1,00	0,33	1,00
	<i>MIY</i>	3,32	1,09	2,26	1,08
	<i>ART1</i>	0,72	1,00	0,57	1,00
	<i>ART2</i>	0,96	1,00	0,77	1,00
	<i>ART3</i>	0,99	1,00	0,68	1,00

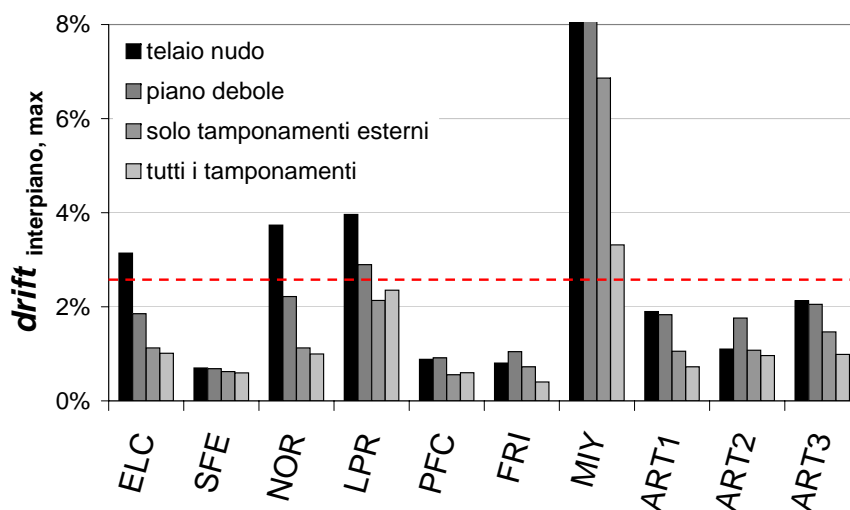


Figura 6.29: Confronto tra massimi drift interpiano per variazione in altezza delle soluzioni di tamponamento e nodi elastici non-lineari.

Una corretta disposizione di tamponamenti e la loro inclusione nell'analisi strutturale rende la differenza di comportamento tra nodi plastici ed elastici non-lineari trascurabile, se vengono considerati solo i tamponamenti esterni (3 – 4%, Figura 6.30), praticamente nulla considerando anche le partizioni interne (differenza dell'1%).

In questi ultimi due casi anche la scelta del coefficiente di smorzamento incide meno sulla risposta strutturale, per valori adeguatamente bassi del parametro.

Un discorso analogo vale per la richiesta di rotazione per i nodi, con variazioni nell'ordine del 10% al massimo rispetto al caso di comportamento plastico.

Comunque, la massima richiesta di rotazione/deformazione è solo un aspetto del comportamento dei nodi; ad esempio, a fronte di una maggiore richiesta di rotazione, il nodo con comportamento elastico non-lineare mostra un comportamento globalmente migliore, in una situazione estrema (evento *MIY*), rispetto al caso di comportamento plastico (Figura 6.31).

La capacità ricentrante dei nodi elastici non-lineari può comunque essere limitata da sforzi plastici residui nei tamponamenti.

Alla luce di quanto emerso finora, la dissipazione plastica nei nodi del telaio non appare necessaria per il controllo delle prestazioni. Il surplus di

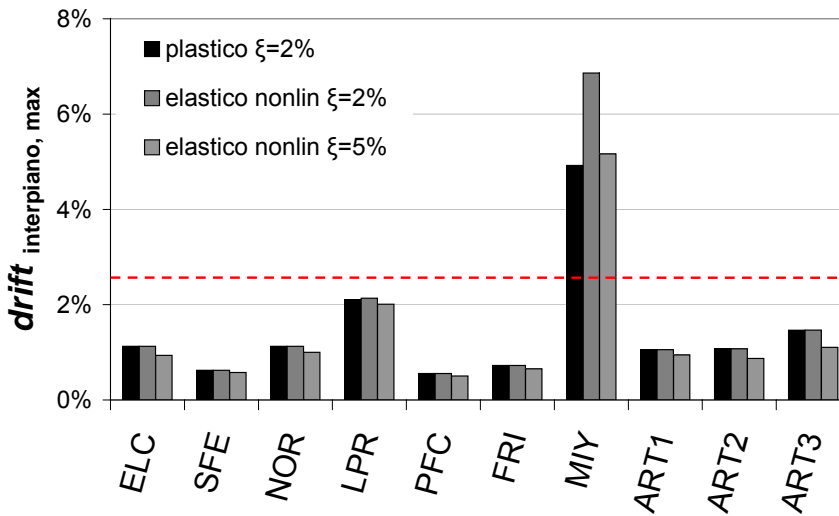


Figura 6.30: Confronto tra massimi drift interpiano nel caso di **telaio con tamponamenti perimetrali**, nodi plastici ed elastici lineari e differente coefficiente di attrito viscoso.

dissipazione richiesto al tamponamento è relativamente piccolo (Figura 6.32) ed incassabile dal tamponamento, che stando alle evidenze di Capitolo 4 non mostrerebbe particolari danni, anche a fronte di sollecitazioni più punitive rispetto a quelle configurate dalla normativa.

Nei limiti dei modelli utilizzati e della verosimiglianza del comportamento ipotizzato per i nodi, sembra possibile dedurre che la presenza di tamponamenti duttili e deformabili, associati a nodi elastici non-lineari, permetta di avere soluzioni adeguate alle richieste di prestazione indicate come obiettivo, a fronte di una preservazione delle caratteristiche meccaniche dei nodi stessi. All'aumentare del quantitativo di tamponamenti, la risposta tende sempre di più a quella dei telai a nodi plastici, per cui l'azione dissipativa viene demandata quasi esclusivamente ai tamponamenti stessi.

### 6.2.6 Tamponamenti duttili in strutture irrigidite attraverso sistemi di controvento

La breve trattazione che segue riguarda la possibile addizione di tamponamenti partiti in terra cruda a strutture irrigidite da controventi duttili, di fatto semplici tiranti in acciaio.

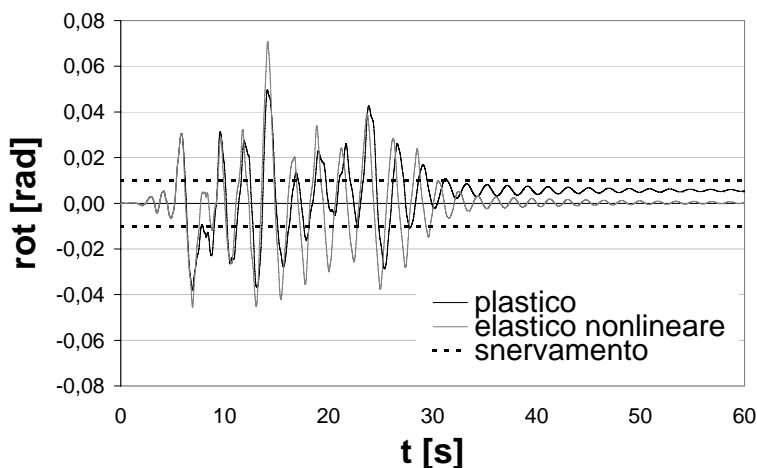


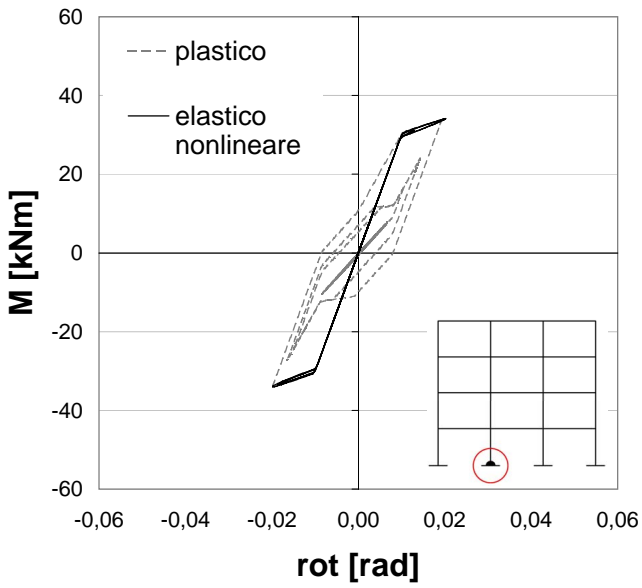
Figura 6.31: Storia di rotazione per nodo (elastico non-lineare e plastico) alla base della struttura, evento MIY, **solo tamponamenti esterni**.

Quello che si vuole analizzare è l'effetto dei tamponamenti su strutture di base più rigide rispetto a quelle considerate fino ad ora. La scelta di utilizzare controventi in acciaio, disposti a croce di Sant'Andrea su una sola campata per ogni facciata (Figura 6.33), è stata dettata da esigenze di facilità di modellazione. Concettualmente, il comportamento a livello strutturale (*drift* interpiano) di pareti a taglio realizzate mediante chiodatura di pannelli in legno potrebbe non essere molto dissimile da quanto di seguito presentato, a parte differenze quantitative di rigidità e resistenza.

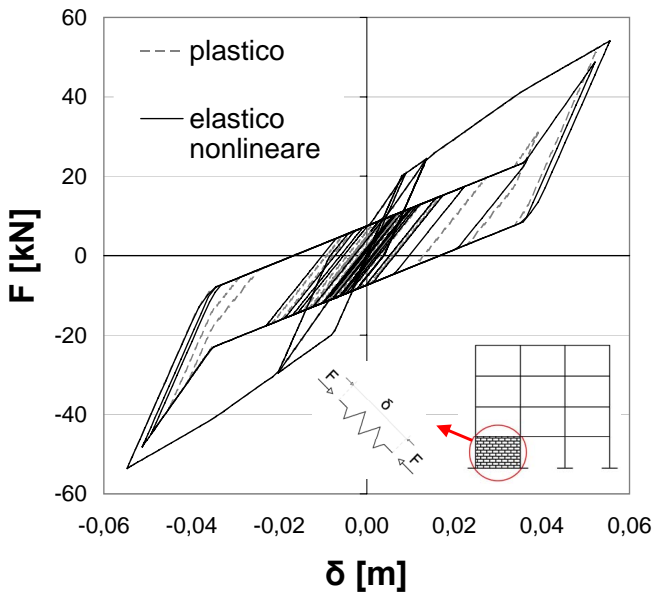
Il telaio è il medesimo considerato in precedenza, caratterizzato da nodi duttili e, dove presenti, sono stati considerati i soli tamponamenti perimetrali; il comportamento dei tiranti, attivi solo in trazione, ha memoria dei cicli precedentemente sperimentati (Figura 6.34).

Al fine di valutare la differente rigidità iniziale nelle varie configurazioni analizzate, in Tabella 6.11 si riportano i primi due periodi di vibrazione elastica, rappresentativi di più del 95 % della massa modale totale.

La risposta strutturale è influenzata in maniera benefica dalla presenza dei sistemi di controvento: il massimo *drift* interpiano per telaio non tamponato diminuisce (rispetto al telaio non controventato) del 18 % ( $\phi 20$ ) e 24 % ( $\phi 30$ ). Per sistemi tamponati, la differenza è del 5 % ( $\phi 20$ ) e 21 % ( $\phi 30$ ) rispetto al telaio non controventato (Figura 6.35).



(a)



(b)

Figura 6.32: Storia di carico per nodo alla base (a) e tamponamento alla base (b), nell'evento LPR e tamponamenti esterni, per nodi plastici ed elastici non-lineari.

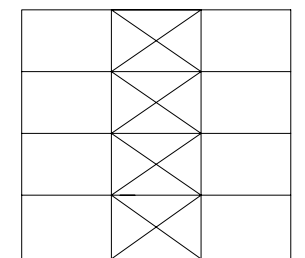


Figura 6.33: Distribuzione in altezza sistemi di controvento.

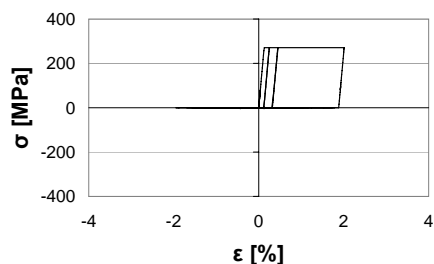


Figura 6.34: Comportamento isteretico tiranti in acciaio.

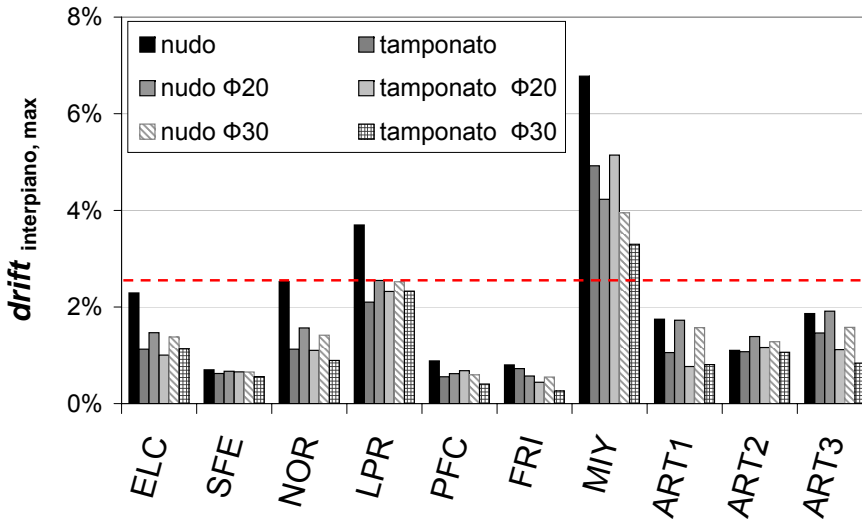
Tabella 6.11: Periodi elastici di edifici con controventi e tamponamenti duttili.

configurazione	controvento	tamponamento	$T_1$ [s]	$T_2$ [s]
nudo	no	no	2,30	0,71
tamponato	no	sì	1,66	0,53
nudo $\phi 20$	1 + 1 $\phi 20$	no	1,24	0,41
tamponato $\phi 20$	1 + 1 $\phi 20$	sì	1,11	0,37
nudo $\phi 30$	1 + 1 $\phi 30$	no	0,94	0,32
tamponato $\phi 30$	1 + 1 $\phi 30$	sì	0,88	0,29

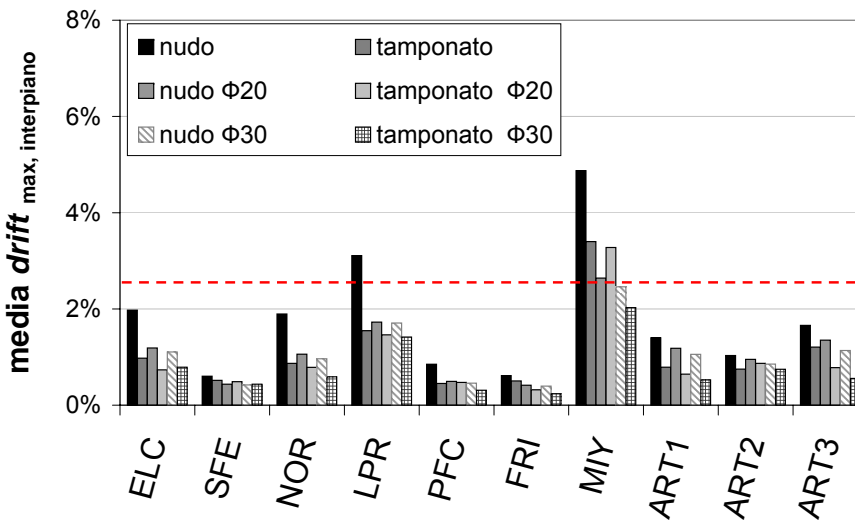
Sebbene in generale la richiesta di massimo spostamento diminuisca all'aumentare di rigidità e resistenza della struttura, nello specifico il *trend* non è costante, per cui talvolta si ha un incremento di *drift* massimo. Il caso più critico da questo punto di vista è quello del telaio tamponato con controventi  $\phi 20$ , per cui per metà degli eventi la richiesta diminuisce (al massimo del 39 %) e per metà aumenta (al massimo del 23 %) rispetto alla struttura tamponata senza sistemi controvento.

La media dei massimi *drift* interplanetari diminuisce rispetto al caso relativo non controventato circa del 30 %, tranne nel caso tamponato con controventi  $\phi 20$ , in cui la riduzione è del 12 %.

Non sempre i tamponamenti sono in grado di proteggere i controventi ed i nodi strutturali dallo snervamento: tuttavia anche in caso di eventi ravvicinati le risorse offerte dai tamponamenti sono ripetibili, contrariamente a ciò che potrebbe accadere per i sistemi di controvento.



(a)



(b)

Figura 6.35: Massimo drift interpiano (a) e media dei massimi drift interpiano (b), per strutture con tamponamenti duttili e sistemi di controvento a tiranti.

In generale appare una piena compatibilità dei tamponamenti in terra cruda con sistemi di controvento duttili, che permettono di mantenere i vantaggi ottenibili dalla riduzione dello spettro di risposta in fase di progetto. L'ulteriore irrigidimento rispetto al sistema sismoresistente primario è incassato dai pannelli stessi, che non configurano un'inclusione strutturale pericolosa: di fatto i sistemi agiscono in parallelo.

Un accoppiamento tra pareti a taglio (pannelli in legno chiodati) e tamponamenti in terra cruda potrebbe significare un miglioramento delle prestazioni termoacustiche per le prime, e l'inibizione dei problemi per sollecitazione fuori piano per i secondi, senza tuttavia limitare le risorse di duttilità strutturale.

Storicamente, gli edifici di tipo *fachwerk*, *casa baraccata* o a *gaiola pombalina* sono stati irrigiditi attraverso diagonali in legno (ma con spaziatura dei pilastri ridotta). Tuttavia, questi elementi sono spesso inseriti all'interno di pareti in laterizio che ne vincolano il comportamento limitando il rischio di collasso per instabilità



*Figura 6.36: Costruzione fachwerk.* (Figura 6.36). Nel caso di pareti in terra cruda il vincolo sarebbe meno efficace.

L'irrigidimento indotto potrebbe inoltre amplificare la sollecitazione sismica strutturale fino ai massimi valori previsti dalla normativa.

Da notare inoltre che irrigidire un edificio costruito *ex novo* attraverso puntoni in legno comporterebbe la perdita dei benefici della progettazione sismica basata sulla teoria della duttilità, perchè il meccanismo resistente primario sarebbe di carattere fragile.

### 6.3 Risposta torsionale - edificio irregolare in pianta

La risposta torsionale degli edifici è spesso una delle componenti più difficili da quantificare, comprendere e prevenire. Soprattutto quando a determinare irregolarità in pianta sono elementi non strutturali, i possibili effetti sono spesso ignorati, ma sicuramente molto pericolosi (si confronti ad esempio Fardis e altri (1999)).



La trattazione che segue è basata su ipotesi semplificative, accettabili per la finalità delle analisi proposte. Lo scopo è infatti di valutare l'incremento di richiesta di spostamento/rotazione sugli elementi più sollecitati del telaio in caso di distribuzione non corretta dei tamponamenti.

La struttura è stata progettata a telai sismoresistenti per sollecitazioni dirette secondo entrambe le direzioni principali dell'edificio, ed è stato assunto per le cerniere plastiche rappresentanti i nodi un comportamento disaccoppiato. Ossia, per ogni nodo in cui concorrano aste perpendicolari dirette secondo le due direzioni "principali", dette  $X$  e  $Y$ , è stata assunta una medesima legge isteretica, senza riduzione della capacità in caso di sollecitazione concomitante bidirezionale (quindi, per ogni condizione di carico vale l'uguaglianza  $M_x = M(\Phi_x)$ ,  $M_y = M(\Phi_y)$  e la legge isteretica ( $M = M(\Phi)$ ) di Figura 6.6).

La validità dell'ipotesi dipende dalla realizzazione tecnica dell'elemento strutturale "nodo", aspetto di cui non si è trattato in questa tesi; tuttavia, la letteratura in merito appare assolutamente limitata. Il problema, data l'ipotesi di impalcati rigidi nel proprio piano, è principalmente localizzato sui nodi alla base dei pilastri. I nodi sono stati considerati infinitamente elastici a torsione.

Per quel che concerne gli elementi in legno del telaio, in fase di progetto era stata condotta una verifica a pressoflessione deviata per una combinazione di sollecitazioni "estrema": flessione data da *capacity design*<sup>5</sup> in una direzione + 30 % dello stesso momento in direzione perpendicolare + azione assiale da condizione sismica (con valutazioni sulla stabilità dell'equilibrio degli elementi). Non è stata quindi considerata sollecitazione di torsione agente direttamente sull'elemento.

Proprio le incertezze nella modellazione dei nodi<sup>6</sup> hanno sconsigliato valutazioni circa lo stato di sollecitazione degli elementi del telaio.

### 6.3.1 Considerazioni introduttive sul modello

Il modello utilizzato, analogo a quello presentato nelle sezioni precedenti, è caratterizzato da un'eccentricità accidentale del centro di massa rispetto al baricentro geometrico (che corrisponde al centro di taglio della struttura, se

<sup>5</sup>Secondo le regole di amplificazione da *c.a.* da Ordinanza 3274 (2006).

<sup>6</sup>Riassumendo, reagenti a flessione (inelasticamente), a taglio, azione assiale e torsione (elasticamente).

vengono considerati solo gli elementi sismoresistenti primari) pari a 0,05 volte il lato dell'edificio ( $\delta = 0,05 \times L = 0,05 \times 13,5 \text{ m} = 0,675 \text{ m}$ ).



Figura 6.37: Edificio moderno in balle di fieno, [www.ecobrooklyn.com](http://www.ecobrooklyn.com).

Oltre alle configurazioni strutturali regolari, ossia di edificio analizzato come nudo (caso 1 di Tabella 6.12) e con tamponamenti disposti in modo continuo in pianta ed altezza sui telai di bordo (caso 2), vengono proposti i casi di tamponamenti disposti solo su due lati contigui (caso 3) e su un solo lato (caso 4), quelli opposti alla posizione dell'ec-

centricità della massa, per configurazioni regolari in altezza.

Di fatto, per considerare un tamponamento più debole o trascurabile rispetto a quelli realizzati in terra cruda, sarebbe necessario o disattivare il contatto telaio-tamponamento, o utilizzare un materiale estremamente deformabile (potrebbero essere balle di fieno opportunamente sagomate, anche in edifici moderni, come in Figura 6.37).

I sismi proposti in Tabella 6.1 sono applicati alla struttura con angoli di impatto di  $0^\circ$ ,  $30^\circ$  e  $45^\circ$ .

### 6.3.2 Risultati preliminari analisi modale

Una prima fase di analisi modale permette alcune considerazioni interessanti.

Se l'edificio è regolare in pianta, a prescindere dal fatto di considerare i tamponamenti o meno, i modi di vibrare elastici sono essenzialmente traslatori, per cui appare corretto un approccio a telai piani anche in presenza di eccentricità accidentale (ad esempio Figura 6.38(a)).

Nel caso di irregolarità, le frequenze proprie tendono ad essere molto simili a quelle del telaio nudo, anche se la distribuzione di masse modali mette in evidenza una componente torsionale maggiore rispetto ai casi precedenti (Tabella 6.12).

Per comprendere la capacità dei tamponamenti, anche deboli, di modificare le forme modali, si propongono le deformate di alcuni dei modi elastici più significativi. Interessante valutare come, per il caso 3, oltre al primo modo

rotazionale (Figura 6.38(b)), il secondo modo sia traslazionale, diretto secondo l'asse principale definito dalla disposizione dei tamponamenti (Figura 6.38(c)). Per il caso 4 si ha un moto di carattere rototraslazionale (Figura 6.38(d))

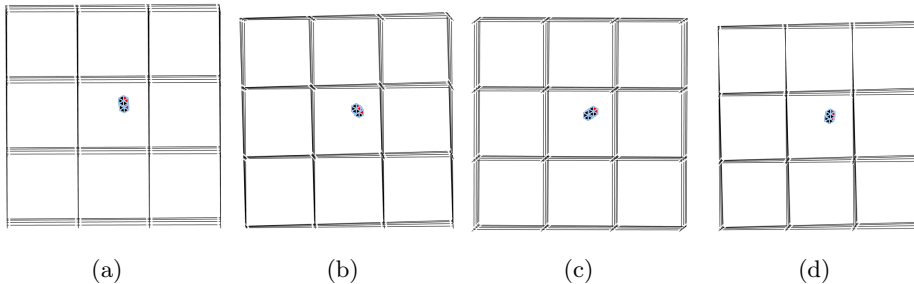


Figura 6.38: Deformate modali (in pianta): modo 1, tamponamenti esterni (caso 2, a), modo 1 e 2 tamponamenti angolo (caso 3, b e c), modo 2 tamponamenti lato (caso 4, d).

Appare quindi già evidente come le problematiche causate da irregolarità in pianta dei tamponamenti si possano manifestare anche in caso di tamponamenti deboli.

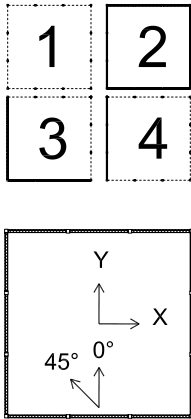
### 6.3.3 Irregolarità in pianta da tamponamenti

**Rotazione relativa interpiano.** Nella sezione seguente è stata valutata la rotazione relativa di due impalcati successivi, secondo le convenzioni di Figura 6.39, per le geometrie di tamponamento di Tabella 6.12.

Come già affermato, l'eccentricità accidentale non modifica i modi di vibrare della struttura, prevalentemente traslazionali, nel caso di distribuzione regolare di elementi sismoresistenti secondari (caso di telaio nudo e tamponamenti regolari in pianta).

Nel caso di telaio nudo, l'angolo di incidenza del terremoto ha una influenza sulla rotazione relativa interpiano: da una media dei massimi assoluti di ogni evento di circa  $8,7 \cdot 10^{-4}$  rad per il caso di angolo di  $0^\circ$ , si passa a  $15,0 \cdot 10^{-4}$  rad per angolo di  $30^\circ$  ed a  $18,9 \cdot 10^{-4}$  rad per angolo di  $45^\circ$  (vedere anche Tabella 6.13, con rapporto:  $\Phi_{max,30}/\Phi_{max,0} = 1,7$ ;  $\Phi_{max,45}/\Phi_{max,0} = 2,2$ ). Mediamente, il rapporto tra massima rotazione assoluta e media dei massimi interpiano valutata sul singolo evento è circa pari a 1,2, indipendentemente dall'angolo di incidenza del sisma.

Tabella 6.12: Periodi elastici e masse modali per edifici con eccentricità accidentale e varie condizioni in pianta di tamponamento.

	Modo	Caso 1			Caso 2		
		$T_i$ [s]	$M_x$ [%]	$M_y$ [%]	$T_i$ [s]	$M_x$ [%]	$M_y$ [%]
	1	2,30	0,3	86,5	1,67	0,9	87,3
	2	2,12	87,0	0,3	1,61	87,4	0,9
	3	0,68	0,0	9,9	0,53	0,1	9,0
	4	0,62	9,5	0,0	0,51	8,8	0,1
	5	0,36	0,0	2,8	0,30	0,0	2,4
	6	0,31	2,6	0,0	0,27	2,4	0,0
	Modo	Caso 3			Caso 4		
		$T_i$ [s]	$M_x$ [%]	$M_y$ [%]	$T_i$ [s]	$M_x$ [%]	$M_y$ [%]
	1	2,24	31,2	56,2	2,33	81,9	5,5
	2	1,90	56,5	31,3	2,16	5,5	81,9
	3	0,66	2,6	7,0	0,67	8,0	1,5
	4	0,58	6,6	2,5	0,64	1,4	8,1
	5	0,34	0,2	2,4	0,34	0,1	2,5
	6	0,30	2,3	0,2	0,32	2,5	0,1

La disposizione di tamponamenti in modo regolare in pianta (Tabella 6.14) riduce la massima rotazione interpiano a valori pari a 0,4 volte ( $0^\circ$ ) e 0,5 volte ( $30^\circ$  e  $45^\circ$ ) il valore analogo di telaio nudo. Tale dato indica che la debolezza dei tamponamenti, vantaggiosa per la risposta traslatoria, viene in qualche modo “pagata” da un irrigidimento minore per moti rotazionali.

Mediamente, il rapporto tra massimi assoluti e media dei massimi relativi interpiano è maggiore rispetto al caso nudo (da 1,3 per angolo di  $0^\circ$  a 1,4 per angolo di  $45^\circ$ ).

La massima rotazione relativa è quasi sempre localizzata tra il piano terra ed il primo piano, ad indicare, nei limiti ovvi della modellazione e sicuramente con la necessità di verifiche più approfondite, la tendenza dei tamponamenti a localizzare la richiesta di spostamento/rotazione.

L’influenza relativa dell’angolo di incidenza del sisma è maggiore rispetto al caso nudo ( $\Phi_{max,30}/\Phi_{max,0} = 2,3$ ;  $\Phi_{max,45}/\Phi_{max,0} = 3,0$ ).

La disposizione di 2 tamponamenti convergenti in un angolo (Tabella 6.15) determina una richiesta di rotazione superiore rispetto ai casi regolari: la massima rotazione interpiano aumenta di un valore compreso tra le 3,3 volte ( $0^\circ$ ) e le 2,3 volte ( $45^\circ$ ) rispetto all'analogo valore di telaio nudo.

I massimi assoluti interpiano sono circa pari a 1,2 volte la media dei massimi relativi di ogni interpiano.

L'influenza della direzione di applicazione del carico sulla massima rotazione interpiano è inferiore rispetto agli altri casi ( $\Phi_{max,30}/\Phi_{max,0} = 1,4$ ;  $\Phi_{max,45}/\Phi_{max,0} = 1,5$ ).

La disposizione di tamponamenti lungo un solo lato della struttura (Tabella 6.16) determina una richiesta di rotazione superiore rispetto ai casi regolari, ma differente rispetto al caso di tamponamenti convergenti in un angolo: i massimi assoluti variano tra le 3,8 volte ( $0^\circ$ ) e le 1,7 volte ( $45^\circ$ ) l'analogo valore di telaio nudo.

Come nel caso precedente, il rapporto tra massimo assoluto nell'evento e massimo di ciascun interpiano è piuttosto piccolo (1,2), senza tendenza a localizzare ad un piano specifico.

L'influenza della direzione di applicazione del carico sulla massima rotazione interpiano è praticamente trascurabile da un punto di vista ingegneristico ( $\Phi_{max,30}/\Phi_{max,0} = 1,08$ ;  $\Phi_{max,45}/\Phi_{max,0} = 0,96$ ).

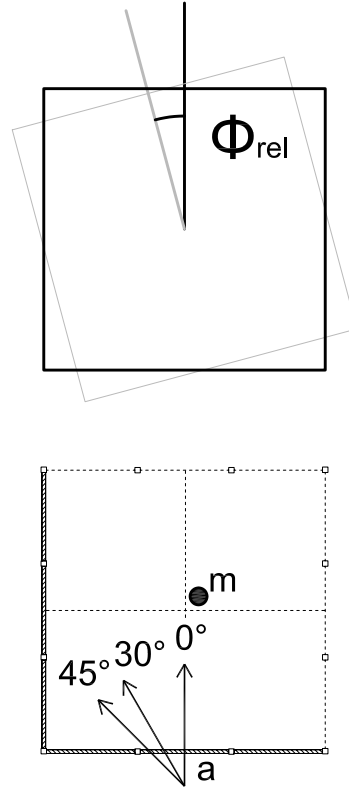


Figura 6.39: Rotazione relativa interpiano e direzioni sisma.

Tabella 6.13: Rotazione relativa massima interpiano, localizzazione e media dei massimi per telaio nudo.

Dir.	0°			30°			45°		
unità di misura rotazioni: rad · E <sup>-4</sup>									
Evento	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$
<i>ELC</i>	10,7	1-2	9,19	16,5	1-2	14,1	21,0	1-2	17,6
<i>SFE</i>	3,02	3-4	2,46	3,33	2-3	3,12	3,49	2-3	3,20
<i>NOR</i>	11,3	0-1	8,56	20,2	0-1	13,2	29,5	0-1	18,0
<i>LPR</i>	14,7	2-3	12,6	25,5	2-3	22,6	34,3	2-3	30,0
<i>PFC</i>	3,70	0-1	3,50	4,39	0-1	4,15	4,34	1-2	4,08
<i>FRI</i>	2,94	1-2	2,34	4,15	1-2	3,37	4,34	1-2	3,59
<i>MIY</i>	19,2	0-1	15,9	50,2	0-1	34,4	65,6	0-1	47,3
<i>ART1</i>	8,60	0-1	6,18	9,92	0-1	7,47	10,2	0-1	7,83
<i>ART2</i>	4,35	2-3	4,06	5,94	1-2	5,47	6,57	0-1	5,74
<i>ART3</i>	8,74	0-1	7,56	10,2	0-1	8,67	9,95	0-1	8,79

Tabella 6.14: Rotazione relativa massima interpiano, localizzazione e media dei massimi per tamponamenti perimetrali regolari.

Dir.	0°			30°			45°		
unità di misura rotazioni: rad · E <sup>-4</sup>									
Evento	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$
<i>ELC</i>	2,87	0-1	2,56	5,72	0-1	4,79	6,30	0-1	5,56
<i>SFE</i>	1,91	0-1	1,60	3,70	0-1	2,64	4,66	0-1	3,40
<i>NOR</i>	2,78	1-2	2,29	6,69	0-1	4,71	7,26	0-1	5,23
<i>LPR</i>	5,05	0-1	3,63	14,6	0-1	9,92	16,9	0-1	10,1
<i>PFC</i>	1,74	0-1	1,49	3,15	0-1	2,13	4,12	0-1	2,58
<i>FRI</i>	2,18	0-1	1,63	3,80	0-1	2,59	4,60	0-1	3,07
<i>MIY</i>	8,87	0-1	6,50	24,3	0-1	15,5	38,6	0-1	24,7
<i>ART1</i>	2,92	0-1	2,20	6,50	0-1	4,45	7,00	0-1	5,33
<i>ART2</i>	2,90	0-1	2,10	5,53	0-1	4,17	6,94	0-1	5,23
<i>ART3</i>	3,54	1-2	3,09	5,69	0-1	4,30	6,31	0-1	5,13

Tabella 6.15: Rotazione relativa massima interpiano, localizzazione e media dei massimi per tamponamenti convergenti in un angolo.

Dir.	0°			30°			45°		
unità di misura rotazioni: $\text{rad} \cdot E^{-4}$									
Evento	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$
<i>ELC</i>	28,9	0-1	26,8	44,3	1-2	39,7	49,3	1-2	43,6
<i>SFE</i>	9,10	1-2	8,39	11,3	2-3	10,8	11,6	2-3	10,9
<i>NOR</i>	37,5	0-1	30,7	50,6	0-1	39,5	55,8	0-1	42,6
<i>LPR</i>	34,7	1-2	32,5	57,3	1-2	50,3	63,6	1-2	55,6
<i>PFC</i>	12,6	0-1	11,1	17,7	0-1	14,9	17,9	0-1	15,0
<i>FRI</i>	13,0	1-2	10,9	17,2	1-2	13,7	17,5	1-2	14,0
<i>MIY</i>	83,5	0-1	62,6	116	0-1	83,6	124	0-1	89,2
<i>ART1</i>	26,6	0-1	22,8	36,9	0-1	31,2	36,8	0-1	32,0
<i>ART2</i>	17,8	0-1	15,8	24,0	0-1	20,7	23,6	0-1	20,5
<i>ART3</i>	23,6	1-2	20,8	26,0	1-2	24,3	28,0	0-1	25,6

Tabella 6.16: Rotazione relativa massima interpiano, localizzazione e media dei massimi per tamponamenti su un lato.

Dir.	0°			30°			45°		
unità di misura rotazioni: $\text{rad} \cdot E^{-4}$									
Evento	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$	$\Phi_{max}$	P.	$\bar{\Phi}_{max}$
<i>ELC</i>	36,9	1-2	31,6	38,7	1-2	33,2	35,4	1-2	30,5
<i>SFE</i>	11,7	2-3	10,9	10,9	2-3	10,3	9,37	2-3	8,96
<i>NOR</i>	38,4	1-2	32,0	39,1	1-2	32,8	35,1	0-1	30,0
<i>LPR</i>	45,9	1-2	38,8	52,2	1-2	44,1	49,5	1-2	41,8
<i>PFC</i>	17,4	1-2	15,2	15,8	1-2	13,4	12,6	1-2	10,4
<i>FRI</i>	16,9	1-2	13,5	16,4	1-2	12,8	14,0	1-2	10,9
<i>MIY</i>	89,2	0-1	67,3	111	0-1	80,3	94,4	0-1	68,3
<i>ART1</i>	26,4	1-2	24,1	25,8	1-2	23,7	23,3	1-2	21,6
<i>ART2</i>	20,5	1-2	18,8	20,2	1-2	18,1	18,8	1-2	17,1
<i>ART3</i>	25,8	2-3	23,0	26,3	2-3	23,2	24,5	2-3	21,5

**Componente traslatoria e componente rotatoria dello spostamento.**

Si propone di seguito (Figura 6.40) la valutazione dell'angolo di traslazione rigida, rispetto alla posizione iniziale, del centro di massa dell'impalcato di copertura (da cui il riferimento  $G, 4$ ) nell'istante di massimo spostamento, secondo le seguenti definizioni:

$$\Phi_{deformata} = \arctan\left(\frac{X_{G,4}}{Y_{G,4}}\right)_{t=t_{max}} ;$$

$$t_{max} = t : \rho = \rho_{max} = \left(\sqrt{X_{G,4}^2 + Y_{G,4}^2}\right)_{max} .$$

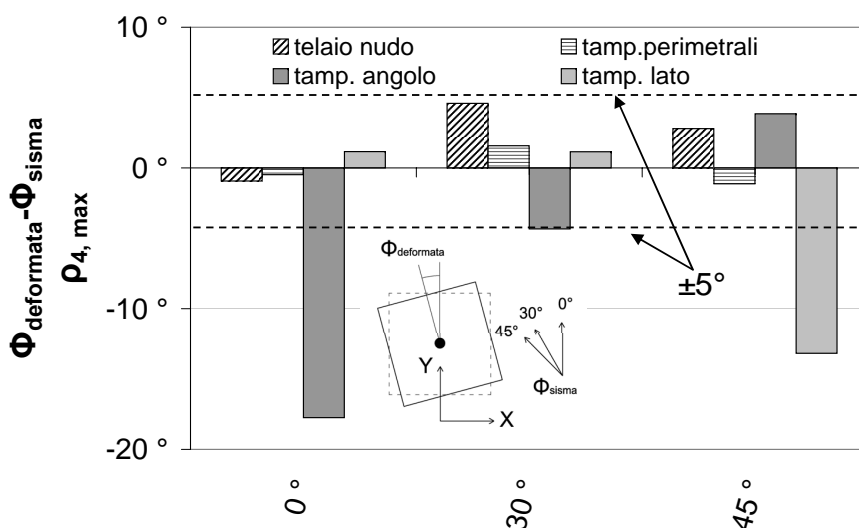


Figura 6.40: Differenza tra direzione del sisma e direzione della deformata al picco di spostamento baricentrale dell'impalcato di copertura per varie situazioni di regolarità in pianta.

Il carattere traslazionale della risposta è confermato, per i vari angoli di impatto del sisma, se la regolarità in pianta di elementi strutturali e non strutturali è mantenuta. La deviazione rispetto all'angolo del sisma è più evidente nel caso di telaio nudo, perchè l'effetto dell'eccentricità della massa è ovviamente maggiore (la massima differenza è di  $\approx 5^\circ$ ).

In caso di irregolarità, la direzione di spostamento del centro di massa può essere anche marcatamente differente rispetto alla direzione del sisma, e comunque dipendente proprio dalla stessa direzione del sisma.



Considerazioni analoghe valgono nel caso si analizzi, anzichè l'istante in cui lo spostamento è massimo, la direzione determinata dai massimi spostamenti, per ogni evento, in direzione  $X$  e  $Y$  rispettivamente.

In termini assoluti, il dettaglio della richiesta di spostamento per il centro di massa dell'edificio (impalcato di copertura, nell'istante in cui  $\rho_{G,4} = \max(\rho_{G,4})$ ) è riportato in Tabella 6.17.

Tabella 6.17: Media sui 10 eventi delle componenti di spostamento in direzione  $X$  e  $Y$  per baricentro dell'impalcato di copertura, istante  $\rho_{G,4} = \max(\rho_{G,4})$ .

Caso	$\Delta X_{G,4} [m]$			$\Delta Y_{G,4} [m]$		
	0°	30°	45°	0°	30°	45°
telaio nudo	0,004	0,080	0,130	0,201	0,178	0,147
tamp. perimetrali	0,001	0,051	0,093	0,125	0,110	0,091
tamp. angolo	0,052	0,099	0,118	0,150	0,150	0,135
tamp. lato	0,016	0,095	0,150	0,171	0,146	0,098

Per concludere la sezione, si riportano alcuni grafici che illustrano l'influenza della componente rotatoria sullo spostamento del punto d'angolo indicato in Figura 6.41, alla quota dell'impalcato di copertura, per  $\rho_{G,4} = \max(\rho_{G,4})$ .

Per quel che concerne la componente in direzione  $X$  (Figura 6.42(a)), appare ovvio che per  $\Phi_{sisma} = 0^\circ$  questa sia in pratica totalmente imputabile alla componente rotazionale del moto. Per le altre direzioni del sisma analizzate, nel caso di tamponamenti regolari in pianta la componente traslazionale è nettamente preponderante (4-5 volte maggiore), e simile in termini proporzionali sia che vengano considerati i tamponamenti, sia che vengano ignorati. Per tamponamenti disposti in modo irregolare invece le due componenti sono molto simili.

In merito alla componente di spostamento in direzione  $Y$  (Figura 6.42(b)), la parte traslazionale governa la risposta nel caso di tamponamenti regolari in pianta. Nel caso di disposizione irregolare, il contributo traslatorio è mediamente doppio circa rispetto a quello rotatorio.

**Richiesta di spostamento per gli elementi del telaio.** Al fine di valutare la prestazione richiesta ai singoli elementi, viene di seguito riportato

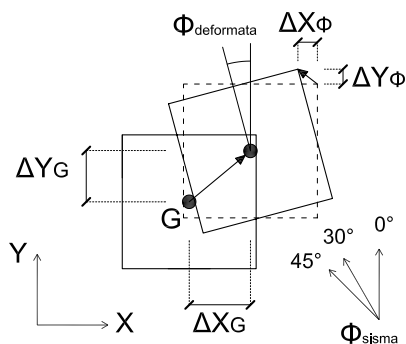


Figura 6.41: Geometria in pianta e simbologia degli spostamenti per modello 3D dell'edificio.

il dettaglio di “drift” relativo interpiano per un pilastro significativo, quello opposto rispetto al centro di rigidità della struttura nel caso di tamponamenti concorrenti in un solo angolo. Tale “drift” è calcolato, in riferimento a Figura 6.43, secondo la relazione:

$$drift_{eq} = \max_i \left( \frac{\sqrt{(X_i - X_{i-1})^2 + (Y_i - Y_{i-1})^2}}{H_i} \right).$$

La grandezza risultante è volta principalmente ad un confronto numerico con i valori ottenuti in Sezione 6.2, sebbene si tratti di entità diverse: nella sezione precedente si trattava di traslazione secondo una direzione principale dei pilastri di un piano, nella corrente è una richiesta di spostamento in flessione deviata, con componenti di sollecitazione torsionale. Come già sottolineato, in assenza di riferimenti di letteratura circa il comportamento per sollecitazione composta sui nodi, è possibile fornire solamente una ipotetica richiesta di prestazione in termini di spostamento.

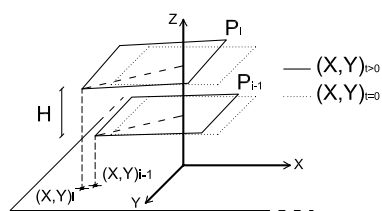


Figura 6.43: Definizione “drift equivalente” in risposta rototraslatoria.

Come noto in generale, il collasso degli elementi periferici dovuto alla maggiore richiesta di spostamento per rotazione relativa degli impalcati provoca una perdita di rigidità strutturale che aumenta la richiesta di spostamento/deformazione in quegli elementi, tra i restanti, più lontani dal centro di

rigidezza. Con un effetto domino, è quindi possibile assistere alla formazione di meccanismi di piano debole a causa di effetti rotazionali.

Come si può notare in Figura 6.44, la richiesta di spostamento in un pilastro ritenuto significativo per la risposta torsionale è molto simile per tutte le direzioni del sisma in termini assoluti, anche se variabile in direzione e componente rotatoria.

Anche in questo caso, i benefici da una corretta disposizione dei tamponamenti sono evidenti; il contributo irrigidente fornito dai tamponamenti è particolarmente significativo e probabilmente decisivo nel caso di eventi medio-forti (*ELC*, *NOR* e parzialmente in *LPR*), meno per il caso estremo dell'evento *MIY*. Per gli eventi di “intensità” minore, intendendo per intensità la richiesta assoluta di spostamento nell'elemento in questione, la risposta è molto simile per le varie situazioni di tamponamento in un medesimo sisma.

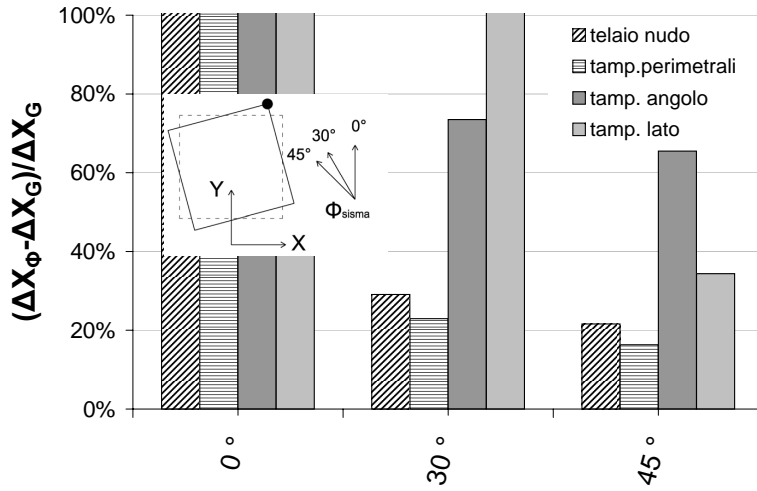
## 6.4 Conclusioni

Necessità di prestazioni termiche adeguate anche in climi estivi possono portare a disporre tamponamenti massivi in edifici in legno a telai sismoresistenti; tuttavia, pannelli realizzati con materiali tradizionali (laterizio cotto o blocchi di calcestruzzo ad esempio) potrebbero essere poco indicati per questo genere di strutture.

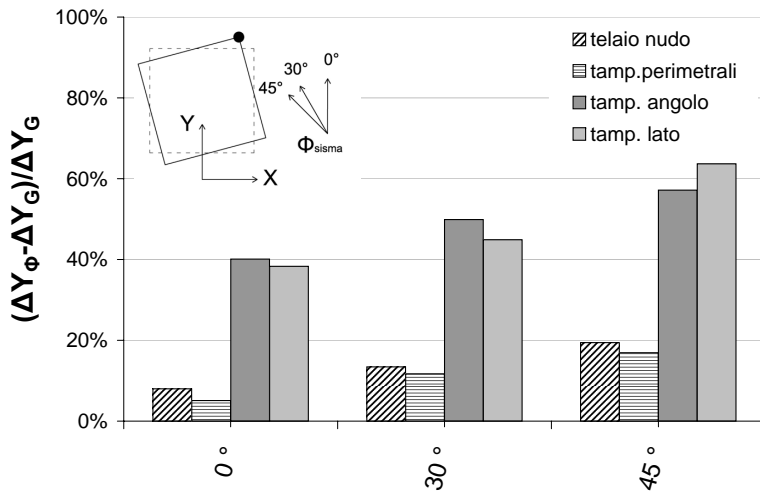
Grazie all'intrinseca cedevolezza, la terra cruda appare adatta ad interagire meccanicamente (ed igroscopicamente) con telai in legno; oltre a tale aspetto tecnico, tamponamenti duttili come proposti in Capitolo 4 potrebbero garantire quelle risorse dissipative necessarie alla “protezione” dei nodi strutturali ed un favorevole contributo irrigidente, ritenuto trascurabile per strutture sismoresistenti in *c.a.* o acciaio, ma che sarebbe una preziosa risorsa per limitare la deformabilità sismica di costruzioni in legno.

Per questi motivi, nel corso capitolo è stato indagato attraverso analisi dinamiche con integrazione diretta nel tempo l'effetto di varie configurazioni di tamponamento su una struttura primaria in legno a nodi duttili, “regolare” geometricamente secondo la definizione da normativa.

Il campo di indagine è stato relativo a sollecitazioni compatibili con lo *SLU*.

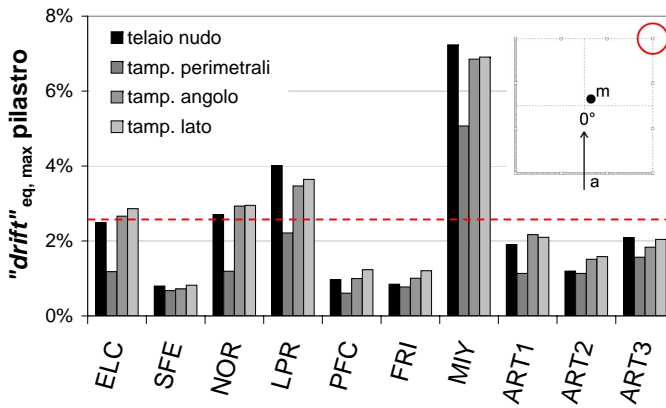


(a)

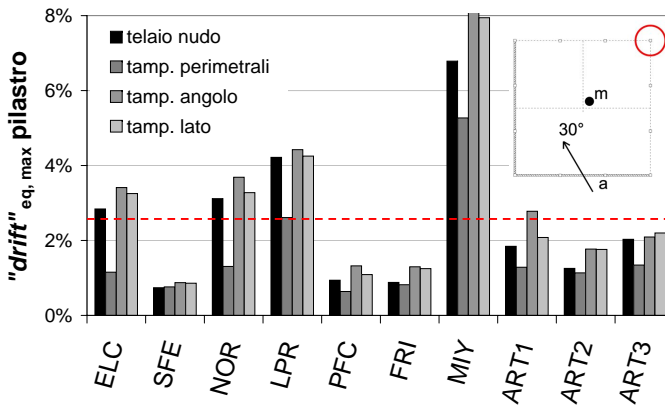


(b)

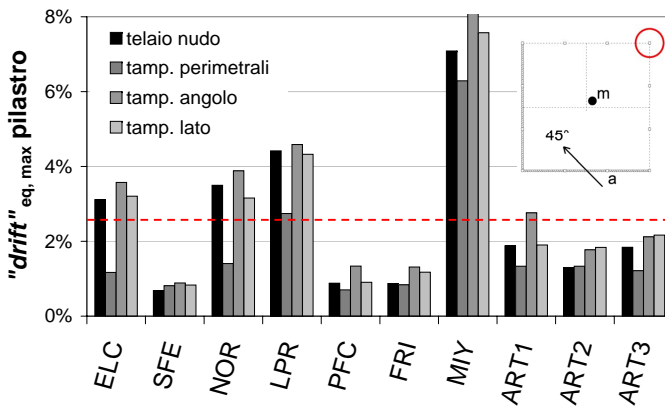
Figura 6.42: Rapporto tra componente rotatoria e traslazionale dello spostamento in direzione X (a) e Y (b). Punto d'angolo, istante  $\rho_{G,4} = \max(\rho_{G,4})$ .



(a)



(b)



(c)

Figura 6.44: “Drift equivalente” in risposta rototraslatoria,  $\Phi_{sisma} = 0^\circ$  (a),  $\Phi_{sisma} = 30^\circ$  (b) e  $\Phi_{sisma} = 45^\circ$  (c).

Un primo aspetto strutturale interessante è che la partizione dei tamponamenti tende a limitare la differenza di rigidità e resistenza al variare della disposizione delle aperture, andando a garantire una uniformità di comportamento che non si avrebbe con tamponamenti tradizionali.

L'efficacia della tecnica costruttiva proposta si manifesta attraverso una dissipazione di energia nei tamponamenti generalmente superiore o pari a quella degli elementi primari, a fronte di un'assenza di danno visibile (da un punto di vista estetico) e strutturale (perdita di potenziale di prestazione, da un punto di vista meccanico).

L'utilizzo di tamponamenti partiti in terra cruda, distribuiti in altezza in forma più o meno regolare, risulta in genere benefico per la struttura grazie alla capacità di diminuire la richiesta di spostamento globale. A livello locale, distribuzioni irregolari peggiorano la situazione, ma non ad un livello paragonabile a ciò che accadrebbe in strutture in *c.a.* tamponato con laterizio, grazie alla duttilità dei pannelli di tamponamento partiti.

Sebbene deboli, i tamponamenti in terra cruda possono configurare condizioni di irregolarità in pianta notevoli con conseguente incremento di richiesta di rotazione relativa tra gli impalcati della struttura, anche in caso di disposizione regolare degli elementi sismoresistenti primari.

Per configurazioni regolari in pianta, l'eccentricità casuale del centro di massa non modifica la risposta traslazionale, diretta secondo la direzione di impatto del sisma (per come è stata imposta la sollecitazione). Nel caso di irregolarità, tale relazione viene persa, per cui come ben noto è necessaria una modellazione *3D* della struttura, anche se si utilizzano tamponamenti deboli.

La risposta degli edifici a sollecitazioni di intensità (*PGA*) variabile, in termini di *drift* interpiano, si discosta poco da un andamento lineare, sebbene l'indagine sia stata rivolta a due eventi per cui in un caso la risposta dei nodi alla base è stata quasi sempre plastica, nell'altro quasi sempre elastica. Tuttavia, il secondo caso è compatibile con le richieste spettrali da normativa, per cui verosimilmente un edificio progettato come "nudo" secondo lo spettro normativo, se adeguatamente tamponato con elementi duttili, è in grado di incassare sollecitazioni quasi doppie rispetto a quelle di progetto con danni limitati anche nel telaio sismoresistente primario.

Il valore di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari 20% proposto da alcuni autori per spiegare le buone prestazioni di edifici antisismici

storici è compatibile, da un punto di vista prettamente fenomenico, con gli spostamenti ottenuti nel caso di tamponamenti e tramezzi partiti distribuiti con regolarità in pianta ed in altezza nella struttura.

L'accoppiamento di tamponamenti in terra cruda partiti a telai a nodi elastici non-lineari o a strutture con sistemi di controvento duttili mostra interessanti prospettive di prestazione perchè di fatto i vari elementi sismoresistenti sono liberi di agire in parallelo. Nel primo caso una distribuzione regolare di tamponamenti garantisce prestazioni analoghe a quelle di telai a nodi "plasticizzabili", nel secondo caso l'incremento di rigidezza e dissipazione diminuisce la richiesta di spostamento rispetto al telaio nudo con controventi.

Il tratto comune dell'effetto di tamponamenti in terra cruda partiti è quello della manifestazione di un'inclusione "dolce" a livello strutturale, che non altera sensibilmente cinematismi, rigidezze o forme modali, ma è in grado di contribuire ad un miglior comportamento globale. Anzichè configurarsi come corpi estranei nell'edificio, tali murature ne assecondano il comportamento andando a coprire almeno parte delle deficienze delle strutture in legno.

Nei limiti della trattazione, i tamponamenti proposti potrebbero portare un sicuro beneficio a strutture sismoresistenti in legno a nodi duttili, a patto che vengano rispettate le richieste di regolarità di disposizione di elementi primari e secondari.

## Conclusioni

La terra cruda è un materiale da costruzione di tradizione antichissima che, nonostante sia spesso associato ad un'idea di arretratezza tecnica, tecnologica e culturale, rappresenta una parte consistente del patrimonio architettonico mondiale; recentemente riscoperta nell'ottica della sostenibilità, è penalizzata dalla intrinseca debolezza che ne preclude un ampio utilizzo in edilizia.

Sotto il nome di terra cruda, nella forma base una miscela di sabbia, terra e fibre vegetali, convergono materiali estremamente differenti nello specifico, ma caratterizzati da una matrice comune, la debolezza dei legami elettrostatici tra fillosilicati di argilla.

Nel corso della tesi è stato proposto l'utilizzo della terra cruda per una tematica prettamente ingegneristica, quella dell'interazione tra strutture e tamponamenti in caso di sollecitazione sismica.

Spesso ritenuti elementi secondari - necessari per rispondere alle richieste di efficienza energetica degli edifici - i tamponamenti sono in grado di modificare profondamente la risposta oscillatoria degli edifici. I due aspetti che rendono ardua ogni generalizzazione sui pannelli di tamponamento sono la dispersione di caratteristiche fisiche e meccaniche e la fragilità del comportamento.

L'idea di fondo valutata è stata la possibilità di limitare l'interazione struttura-tamponamenti (o, affrontando il problema in forma propositiva, di veicolarla beneficamente) attraverso l'utilizzo di materiali deboli e di semplici particolari costruttivi in grado di forzare comportamenti stabili e duttili in fase post-elastica.



La terra cruda, sotto forma di *adobe* (mattoni), è stata considerata una alternativa interessante al laterizio cotto della tradizione italiana; prestazioni termoigrometriche, bassi consumi energetici in fase di produzione e dismissione ed altre tematiche ambientali hanno fatto da corollario alla peculiarità meccanica.

La bassa coesione di murature in *adobe* permette di avere delle superfici di debolezza naturali nelle pareti, all'interfaccia tra mattoni e malta, che si manifestano sotto forma di fessure a gradini nel caso di prove di taglio nel piano. La duttilità garantita dal meccanismo di scorrimento attritivo, teoricamente illimitata, è tuttavia controbilanciata da un danneggiamento inaccettabile da un punto di vista estetico e di sicurezza, reale e percepita.

Per garantire il controllo del quadro fessurativo, è stata proposta una tecnica costruttiva, innovativa nella sua semplicità, caratterizzata dall'inserimento di linee di debolezza artificiali che vanno ad interrompere la continuità dei pannelli di tamponamento, partendoli internamente in subassemblaggi interagenti attraverso superfici di scorrimento predefinite e progettate. Tali discontinuità, se connotate fisicamente (variazione di materiale o di geometria degli elementi per uno stesso materiale di base), costituiscono una barriera per la propagazione delle fessure.

Al fine di valutare la fattibilità del progetto, concettualmente simile al criterio di gerarchia delle resistenze applicato ai tamponamenti, una fase preliminare della tesi è stata dedicata alla comprensione del comportamento locale a taglio di giunti di muratura in terra cruda.

Dallo studio sono emersi aspetti interessanti sulla terra cruda, che hanno indicato come sia necessaria una calibrazione delle caratteristiche dei materiali utilizzati per permettere la concentrazione della fessurazione nelle zone prescelte.

La discriminante principale, per garantire l'integrità delle zone di tamponamento comprese tra due partizioni successive, è la qualità dell'incollaggio malta-*adobe*, dipendente da scabrezza superficiale e compatibilità chimica e granulometrica dei componenti (incluso dimensione e quantità di eventuali fibre in questo secondo aspetto). Superato il picco di resistenza, non sempre manifesto appunto per la cattiva qualità dell'incollaggio, la resistenza residua è praticamente costante per la rapida abrasione dell'interfaccia in prove cicliche.

L'interposizione di linee di debolezza (di fatto semplici assi in legno grez-

zo), caratterizzate da legame alla Coulomb (non coesivo), configura effettivamente una zona di debolezza, ossia una superficie dalle caratteristiche attritive peggiori.

Ampliando la prospettiva dal giunto alla muratura, l'interazione strutturale varia le condizioni al contorno del problema attritivo in funzione della rigidità relativa di tamponamento e struttura (nella fattispecie un portale), per cui è risultato estremamente utile un confronto tra soluzioni in terra cruda e laterizio tradizionale.

L'interruzione della continuità del tamponamento permette di localizzare il "danno", almeno inizialmente, lungo le sole linee di debolezza: la modalità di collasso finale (intesa come perdita di resistenza), che avviene per *crushing*, si manifesta per spostamenti (*drift*) dipendenti dalla rigidità del tamponamento (per la terra cruda non si è manifestato nei limiti di spostamento indagati).

Ipotizzando, almeno in prima approssimazione, un legame diretto tra rigidità e resistenza della muratura, anche variabile in funzione di materiali, geometria, forma dei mattoni, tessitura, è logico supporre che per ogni caso sia definibile uno spostamento limite a collasso, generalmente legato al *crushing* del tamponamento.

La duttilità di soluzioni in terra cruda è spiegabile, alla luce delle considerazioni precedenti, in ragione del favorevole accoppiamento tra cedevolezza e resistenza del materiale, che sposta l'insorgere del *crushing* verso spostamenti superiori ai valori definiti come prestazione accettabile da normativa.

Da un punto di vista di modellazione numerica, descrivere con grande accuratezza il comportamento di tamponamenti in terra cruda è molto difficile, perchè si ha una grande dispersione ed una scarsa prevedibilità di caratteristiche geometriche e meccaniche anche macroscopiche. Tuttavia, ottenere una buona stima del comportamento è abbastanza semplice, perchè anche la variazione di parametri, in un *range* relativamente ampio, influisce poco sul problema di interazione tra materiali dalla rigidità comunque molto differente.

I due parametri fondamentali che definiscono il comportamento di soluzioni di tamponamento partite in terra cruda in analisi non-lineari sono modulo elastico del materiale e dilatanza, che concorrono alla definizione delle sollecitazioni agenti su tamponamento e partizioni, di cui particolarmente importanti risultano quelle componenti direttamente legate alla definizione del

problema attritivo.

Per la terra cruda, in particolare, è possibile ipotizzare che il modulo elastico del materiale di tamponamento sia crescente dall'alto verso il basso del pannello, perchè la "maturazione" sotto il confinamento del peso proprio tende a migliorarne le caratteristiche.

La dilatanza assume un ruolo rilevante per la stabilità delle simulazioni numeriche; tuttavia, per questo motivo, il parametro perde talvolta le proprie basi di grandezza fisicamente connotata.

A livello strutturale, i benefici che si possono ottenere dall'utilizzo di tamponamenti in terra cruda partiti sono numerosi. L'interazione con telai o sistemi a pareti in materiali tradizionali (*c.a.* o acciaio) è praticamente trascurabile, poichè il contributo dei pannelli è tale da non generare irregolarità, ed è garantito in termini di dissipazione nel corso di tutta la risposta sismica.

L'abbinamento a telai sismoresistenti in legno (anche a nodi elastici non-lineari), suggerito dall'elevata compatibilità dei materiali e dalla necessità di incrementare la capacità termoisolante in condizioni estive di tali soluzioni costruttive, può garantire un miglioramento globale delle prestazioni sismiche grazie alla maggior rigidità del sistema, all'aggiunta di contributo dissipativo ed al superamento del problema di contatto legno-tamponamento.

Un aspetto interessante riguarda la presenza di aperture, che non gioca un ruolo determinante sulla redistribuzione delle rigidità e delle resistenze a livello strutturale.

La regolarità in altezza, anche per gli elementi secondari, in questo genere di edifici è "gradita", mentre la regolarità in pianta appare necessaria per poter prevedere la risposta strutturale con modelli piani, stanti gli effetti torcenti imposti anche dai tamponamenti deboli in terra cruda.

Se, quindi, la terra cruda appare una via percorribile, non bisogna dimenticare alcuni dei punti deboli delle soluzioni proposte, primo tra tutti la vulnerabilità a sollecitazioni fuori piano. Il ritiro volumetrico in fase di essiccazione limita l'interazione con il telaio al contorno, trasformando i pannelli in mensole mal vincolate alla base. Le partizioni, solidarizzate al telaio, migliorano notevolmente la stabilità fuori piano senza richiedere un aumento di spessore per migliorare l'effetto arco. Un ulteriore beneficio potrebbe essere tratto dalla disposizione di guide che vincolino meccanicamente i blocchi di tamponamento a traslare nel proprio piano.

In conclusione, la terra cruda può essere considerata un materiale per il tamponamento di costruzioni sismoresistenti perchè il suo ruolo appare, sotto vari punti di vista, benefico per le strutture.

La considerazione, ovviamente parziale, è comunque relativa al tema della sismica: molti altri aspetti concorrono alla definizione della prestazione generale di una costruzione che, statisticamente, potrebbe non essere soggetta a terremoti nel corso del ciclo di vita. Sicuramente molto importanti nella quotidianità possono essere le tematiche di isolamento termico, igrometrico, durabilità, ecc., che necessitano di verifiche ulteriori.

Futuri sviluppi di ricerca potrebbero riguardare l'ampliamento delle configurazioni di partizione interna, per varie rigidzze e resistenze del materiale di tamponamento, al fine di poter correlare con buona precisione materiali, tecnica costruttiva e massima deformazione sostenibile dagli elementi.

Per le soluzioni in terra cruda partita, lo studio dedicato alla tecnica *adobe* potrebbe essere esteso alla tecnica *pisé*, che permetterebbe un risparmio dei tempi di posa notevole. Questo secondo caso andrebbe indagato anche nella versione con stabilizzazione chimica, attraverso l'uso di calce, ad esempio, in abbinamento a telai in calcestruzzo. Oltre a rispondere ad esigenze di durabilità, questa opzione potrebbe configurare una rigidzza intermedia tra terra cruda e laterizio cotto, garantendo grande dissipazione a fronte di una limitata interazione.

A livello strutturale, l'applicazione di terra cruda associata a legno potrebbe e dovrebbe essere estesa a geometrie strutturali differenti, eventualmente associata allo studio della compatibilità fisica nel lungo periodo dei materiali, per capire se la bontà di prestazioni mostrata nel corso della tesi sia generalizzabile.



## Esperienze sul materiale terra cruda in Paesi in Via di Sviluppo

### A.1 Introduzione al problema

Laddove nei paesi sviluppati la terra cruda si può configurare come scelta, nei Paesi in via Sviluppo è spesso una necessità, per assenza di alternative economicamente percorribili. Il materiale è tuttavia considerato emblema di un passato di povertà, per cui la tendenza a rivolgere l'attenzione verso mattoni cotti o blocchi di calcestruzzo, ritenuti simbolo di una nuova ricchezza, si sta diffondendo in una fetta crescente di popolazione. Una delle problematiche che emerge da questa nuova corsa al mattone cotto è l'uso indiscriminato di materie prime, in particolare per la produzione del carbone, che mette in pericolo aree forestali di notevole importanza.

Un'alternativa al mattone cotto è rappresentata dall'uso della terra cruda stabilizzata, ossia additivata di leganti chimici (cemento, calce, gesso, ecc.) o meccanici (fibre in materiale naturale o polimerico) in grado di migliorarne alcune proprietà meccaniche o fisiche (ad esempio resistenza, rigidità o durabilità agli eventi atmosferici).

Le richieste di resistenza sono in genere quelle tipiche delle costruzioni in muratura, ossia legate a stati di sollecitazione di compressione, e di entità piuttosto limitata nel caso di edifici residenziali monopiano. Da un punto di vista strettamente meccanico la terra cruda potrebbe essere in grado di sostenere i carichi in gioco; tuttavia, in alcune regioni è necessario fornire adeguata durabilità agli agenti atmosferici.

I casi che seguono riguardano tematiche sviluppate in collaborazione con il CeTAmb (Centro di documentazione e ricerca sulle tecnologie appropriate per la gestione dell'ambiente nei Paesi in Via di Sviluppo, presso l'Università degli Studi di Brescia).

## A.2 Caso studio 1

L'intervento che verrà brevemente illustrato di seguito riguarda l'ottimizzazione dei costi di produzione di mattoni in terra cruda nel contesto della città di Bafoussam, in Cameroon. L'architettura delle costruzioni target è quella di edificio monopiano in muratura (tecnica *adobe*) con copertura leggera in lamiera <sup>1</sup>. La zona è caratterizzata da una notevole piovosità (10 000 mm/y), configurando la necessità di stabilizzazione come obiettivo primario.

Attualmente i mattoni vengono realizzati con una *mix* di terra cruda escavata in loco (laterite), 8 – 12% in volume di cemento ed aggiunta di sabbia fluviale<sup>2</sup> in quantitativo variabile. Il tutto, una volta amalgamato, viene compresso in apposita pressa meccanica portando ad una formatura a pressione. Apparentemente le maestranze non mostrano formazione professionale specifica, ma basano sull'esperienza personale la procedura di preparazione.

Le linee guida della ricerca sono state quelle di garantire un materiale adeguato da un punto di vista meccanico e fisico, proponibile ad una manovalanza non esperta e senza ausilio di mezzi meccanici (pressa), preparato con materiali facilmente reperibili in loco, con un costo globale almeno dimezzato rispetto a quello attualmente utilizzato.

Stante la necessità di utilizzare la terra locale, si è quindi deciso di valutare l'effetto di una riduzione del cemento a frazioni pari a 2% e 4%. Si è inoltre valutata la possibilità di sostituire la calce al cemento come legante, talvolta in grado di mostrare maggiore compatibilità con il materiale terra, e la sabbia fluviale con un ghiaietto di origine vulcanica, poroso, disponibile abbondantemente e gratuitamente in natura. Tutti i materiali testati provengono da Bafoussam o da zone limitrofe.

---

<sup>1</sup>Le costruzioni di maggior pregio sono talvolta isolate termicamente con materiale naturale.

<sup>2</sup>Gli ultimi due materiali menzionati devono essere acquistati.

L'analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione della terra di base ha mostrato la necessità di correzione della granulometria<sup>3</sup> con inerti di diametro da sabbia a ghiaia (Doat e altri (1991)). Per la correzione della granulometria si è optato per un quantitativo di sabbia pari al 40 % in volume della terra cruda.

Per la valutazione della resistenza a compressione sono stati realizzati dei provini cilindrici di diametro  $\Phi=50$  mm ed altezza di circa  $\Phi = 50$  mm<sup>4</sup>. Tra piatto di carico della macchina (Instron universale) in acciaio e provino è stato posto un doppio strato di teflon per limitare il confinamento 3D dato dall'attrito, e quindi condurre nei limiti del possibile una prova monodimensionale. Una volta lasciati indurire i provini per 28 giorni, in condizioni ambientali per non avere benefici da maturazione in condizioni controllate, le basi orizzontali sono state rese lisce attraverso un sottile strato di cera (di spessore minore di 1 mm, Fontaine (2004)).

La resistenza a compressione è stata confrontata con quella misurata su provini ricavati da un mattone realizzato a Bafoussam secondo tecnica e volume di stabilizzante tradizionali, di forma esaedrica leggermente irregolare.

I risultati ottenuti sono illustrati in Tabella A.1.

Le prove sembrano mostrare che, sebbene i provini non siano stati confezionati con particolari precauzioni e non si sia adottata una formatura a pressione, che avrebbe permesso di diminuire la porosità, è possibile ottenere prestazioni adeguate alle necessità strutturali. Le miscele con 2 % di legante in volume (*ce2po* e *ce2sa*), anche visibilmente poco coesive, sono da escludere a priori, poichè la debolezza misurata potrebbe essere ancor più ridotta dall'imbibizione. Tra i leganti, il cemento sembra essere preferibile alla calce (*ce4po* rispetto a *ca4po*). La sabbia vulcanica sembra inoltre garantire prestazioni migliori rispetto alla sabbia fluviale.

In conclusione, la miscela *ce4po* (4 % in volume di cemento + 40 % in volume di sabbia vulcanica) mostra prestazioni abbastanza costanti sui 4 provini testati; sebbene queste siano inferiori a quelle dei mattoni tradizionali, sono comunque compatibili con le richieste strutturali (autoportanza della muratura + peso del tetto, ed eventualmente carico da vento). A fronte di una riduzione

---

<sup>3</sup>Ghiaia 40 %, sabbia 15 %, limo 22 %, argilla 23 %.

<sup>4</sup>La dimensione ridotta dei provini è causata dalla scarsa quantità di materiale base a disposizione.



Tabella A.1: Risultati di prova di compressione su provino “cubico” in terra cruda stabilizzata.

materiale	$f_c$ [MPa]
ce2po	0,245
ce2sa	0,217
ca4po	0,369
ca4sa	0,300
ce4po	0,521
originale	0,552

*ca*: calce, *ce*: cemento,  
*po*: sabbia vulcanica, *sa*: sabbia fluviale  
 es. *ca4po*: 4% in peso di calce, inerte: sabbia vulcanica

della resistenza di picco nell'ordine del 25 %, con comportamento post-picco degradante in maniera stabile, ma da considerare fragile, la miscela suggerita permette una riduzione dei costi di materiale superiore al 50 % (13,5 €/mc contro 31,5 €/mc).

Lo studio del materiale dovrebbe essere completato con una serie di test più dettagliati sulla miscela prescelta, non condotti per mancanza di materiale, ad esempio valutando la resistenza a dilavamento e la resistenza a compressione aumentando il contenuto di acqua dei mattoni maturati.

La strada di risparmio di risorse economiche potrebbe essere percorsa più proficuamente con uno studio parallelo materiale-tecnica architettónica.

### A.3 Caso studio 2

In collaborazione con il dipartimento di Ingegneria Meccanica dell'Università degli studi di Brescia (Ing. A. Mazzù) è stato condotto uno studio per la determinazione della pressione di formatura ideale di mattoni in terra cruda stabilizzata. Lo studio è risultato propedeutico al progetto di un estrusore meccanico (per mattoni in terra cruda) adatto a condizioni di operatività

e manutenzione compatibili con le tecnologie disponibili in Paesi in via di Sviluppo.

I campioni testati, di forma cilindrica ( $\Phi = 50$  mm,  $h = 50$  mm), sono stati ottenuti per miscelazione dei seguenti materiali di base:

- terra di Badomkeita (Senegal) : 47 % argilla, 48 % limo, 5 % sabbia;
- terra di Tchiky (Senegal) 80 % argilla, 20 % limo;
- terra “rossa” (Italia) 83 % argilla, 17 % limo;
- terra “grigia” (Italia) 50 % argilla, 50 % limo.

Analisi di diffrazione condotte presso il laboratorio di Chimica della Facoltà di Ingegneria dell’Università degli Studi di Brescia hanno rilevato come in 3 dei materiali di base fosse presente la montmorillonite<sup>5</sup> in quantitativi di:  $\approx 10$  % per la terra “rossa”,  $\approx 8$  % per la terra di Badomkeita,  $\approx 16$  % per la terra di Tchiky.

Tale minerale, dalla superficie specifica molto elevata ( $800\text{ m}^2/\text{g}$ ), ha la tendenza ad assorbire grandi quantità di acqua, inibendo l’idratazione dei leganti chimici e quindi la resistenza finale di elementi stabilizzati.

La granulometria originaria è stata corretta per avere un quantitativo di argilla del 14 % circa, di limo del 44 %, di sabbia 42 %. Sono poi stati aggiunti i quantitativi di cemento di volta in volta specificati.

La resistenza a compressione è stata misurata nelle prime fasi di indurimento del cemento, al fine di valutare la possibilità di utilizzare in brevissimo tempo i manufatti (Tabelle A.2, A.3, A.4).

La terra “grigia”, in cui non è presente montmorillonite, è quella che mostra una resistenza maggiore a compressione, probabilmente grazie ad una migliore idratazione del cemento già dalle fasi iniziali. La pressione di formatura non sembra giocare un ruolo fondamentale sulla resistenza, per cui già un valore di 10 bar sembra sufficiente a garantire una prestazione adeguata. Dal momento che ogni incremento di pressione di formatura avrebbe implicato costi e complicazioni aggiuntive per la bricchettatrice, si è ritenuto il valore di pressione di 10 bar (1 MPa) come accettabile compromesso.

---

<sup>5</sup>Non sempre riconoscibile da clorite e vermiculite.

Tabella A.2: Resistenza a compressione di provini cubici al variare della quantità di cemento stabilizzante, pressione di formatura 10 bar.

tipo terra	$f_c$ [MPa]		
	0 %	5 %	10 %
T. grigia	0,56	1,46	2,60
T. rossa	0,34	0,52	0,76
T. Badomkeita	/	/	/
T. Tchiky	0,48	0,57	1,13

Tabella A.3: Resistenza a compressione di provini cubici al variare della quantità di cemento stabilizzante, pressione di formatura 20 bar.

tipo terra	$f_c$ [MPa]		
	0 %	5 %	10 %
T. grigia	0,57	1,46	2,92
T. rossa	0,37	0,55	0,74
T. Badomkeita	0,73	1,07	1,48
T. Tchiky	0,43	0,58	1,28

Tabella A.4: Resistenza a compressione di provini cubici al variare della quantità di cemento stabilizzante, pressione di formatura 50 bar.

tipo terra	$f_c$ [MPa]		
	0 %	5 %	10 %
T. grigia	0,68	1,44	3,08
T. rossa	0,37	0,66	0,879
T. Badomkeita	/	/	/
T. Tchiky	0,53	0,82	1,43

Altri provini sono stati testati a dilavamento, sottoposti ad una doccia intensa della durata di 30 min, in cui è stato riversato un quantitativo d'acqua pari a 3000 mm (ad esempio, nella città di Yaoundé, in Cameroon, nel 1990 sono precipitati circa 1600 mm di pioggia) (Figura A.1).

La resistenza a dilavamento risulta fondamentale qualora non si possa proteggere la costruzione dagli eventi atmosferici attraverso intonaco o altra protezione.



*Figura A.1: Provini di terra cruda stabilizzata sottoposti a prova di dilavamento.*

Mentre in un tempo di 3 minuti i provini in terra non stabilizzata si trasformano in fanghiglia, i provini stabilizzati hanno mostrato solo erosione limitata, decrescente all'aumentare della percentuale di stabilizzante utilizzata.

Successivamente, nell'ambito dello sviluppo della macchina di cui in precedenza, sono stati confezionati altri 10 provini, con terra "rossa" come materiale di base e contenuti in cemento del 5% (5) e del 10% (5) e pressione di formatura di 10 bar.

Dopo un tempo di maturazione di 28 gg, le resistenze ottenute sono riportate in Tabella A.5.

La prova a dilavamento ha mostrato un buon comportamento dei provini per entrambi i quantitativi di stabilizzante utilizzati, con danni da erosione solamente superficiali dopo una pioggia stimata in 50 l in mezzora.

L'estrusore sviluppato dall'Ing. Mazzù è illustrato in Figura A.2.

Tabella A.5: Resistenza a compressione di provini cubici al variare della quantità di cemento stabilizzante, pressione di formatura 10 bar a 28 gg di maturazione.

cemento [%]	$f_c$ [MPa]	dev. st. [MPa]
5	0,37	0,12
10	1,15	0,35

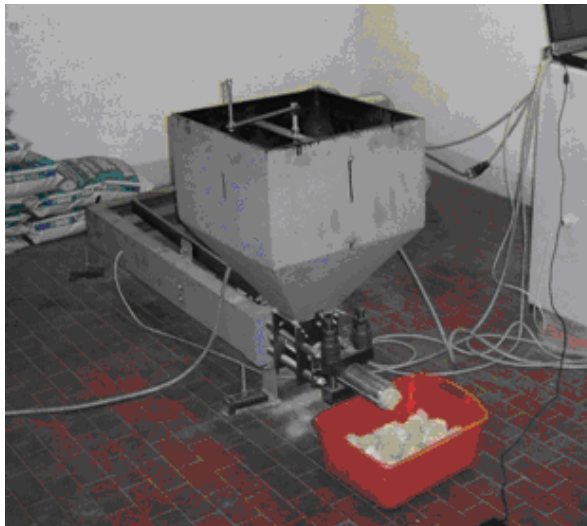


Figura A.2: Estrusore per mattoni in terra cruda per paesi in via di sviluppo progettato da Ingg. Mazzù, Talom e Brocchetti.

## Comportamento energetico degli edifici

La necessità di utilizzare tecniche costruttive e materiali in grado di garantire adeguate prestazioni energetiche agli edifici è piuttosto recente; studi sviluppati negli ultimi decenni hanno mostrato come gran parte delle risorse energetiche primarie sia destinata a soddisfare i consumi del settore residenziale (soprattutto in merito alla climatizzazione).

I fattori che hanno determinato questa necessità di cambiamento di approccio sono numerosi: dagli incrementati standard abitativi nei paesi sviluppati ed in via di sviluppo al progressivo esaurimento delle risorse, dalle mutazioni climatiche (legate anche alle emissioni di gas serra) all'assottigliamento dello strato di ozono ed altri aspetti ancora.

Di seguito si cercherà di illustrare brevemente il problema energetico degli edifici da diversi punti di vista, attraverso una sintesi di esperienze raccolte in letteratura.

### B.1 Introduzione storica al problema energetico

Il presupposto storico che per primo stimola le coscienze in materia energetica nel campo edilizio va ricercato agli inizi degli anni '70, quando il prezzo del petrolio cresce repentinamente allo scoppio della guerra del Kippur tra Israele ed una coalizione di Egitto e Siria, cui segue l'embargo da parte dei paesi mediorientali ai danni di Europa e Stati Uniti (alleati di Israele). Oltre a questo fattore particolare, una serie di altre problematiche ascrivibili all'instabilità

politica nella zona mediorientale porta ad un aumento del costo delle fonti energetiche riconducibili al petrolio.

Sulla base di previsioni più o meno catastrofiste circa il rischio di esaurimento delle scorte naturali di combustibili, si sviluppa una nuova sensibilità sul problema dei consumi. In Italia ha avvio il periodo della cosiddetta *austerity*, con una serie di interventi dello Stato per limitare i consumi in generale (tra cui, in ambito edilizio, la Legge 373/1976).

Le prese di posizione seguite alla crisi sembrano volgere l'attenzione verso fonti energetiche di origine differente da quella petrolifera, dall'energia nucleare ai pannelli solari, vie percorse parzialmente per vari motivi, fino alle più battute strade della limitazione dei consumi per il riscaldamento domestico ed all'utilizzo del gas naturale.

Con il passare del tempo, scongiurata la paura dell'esaurimento delle scorte, ha preso piede la problematica relativa alla tutela ambientale. Variazioni climatiche, almeno in parte imputabili all'azione antropica (sebbene tale contributo sia difficilmente quantificabile con i modelli attuali), hanno focalizzato l'attenzione sul tentativo di limitare la produzione di gas serra, al fine di garantire una forma di *sviluppo sostenibile*.

In tale ottica è stato promulgato il *protocollo di Kyoto*, che, a dire il vero, ha ottenuto scarsi risultati a causa della mancata adesione di alcuni dei maggiori paesi produttori di gas serra. Dal momento che una quota notevole delle emissioni di gas serra spetta alla climatizzazione degli edifici (stimata attorno al 40% della produzione nazionale di energia), intervenire limitando gli sprechi in tal settore è risultato d'obbligo.

## B.2 Storia delle normative energetiche in Italia

Gli interventi dello Stato italiano per limitare i consumi possono essere ripercorsi attraverso una breve rassegna delle normative energetiche che si sono succedute negli ultimi 40 anni.

### B.2.1 Legge 615/66

La storia delle normative energetiche in Italia inizia nel 1966, con la Legge 615.

Tale legge impone il controllo dei requisiti tecnici e costruttivi degli impianti termici di potenzialità superiore ad un valore di soglia (nelle zone a maggior rischio inquinamento), nonché una serie di limitazioni all'uso dei combustibili più inquinanti. Per analizzare le questioni in materia di inquinamento vengono istituite delle commissioni, sia a livello centrale che locale.

### B.2.2 Legge 373/76

La legge rappresenta la risposta in ambito edilizio alla crisi petrolifera di quegli anni. Tratta in particolare i temi della limitazione della potenza termica degli edifici e della limitazione della dispersione termica, adeguatamente certificata (in funzione della località climatica), in termini di:

coefficiente volumico globale di dispersione termica espresso in chilocalorie al metro cubo per ora per salto termico di un grado centigrado.<sup>1</sup>

Novità e conseguenza principale è stato il miglioramento dell'isolamento termico degli edifici grazie alla diffusione di tecnologie e materiali più efficaci (Carletti e altri (2004)).

### B.2.3 Legge 10/91 e DM 27 luglio 2005

La legge, la cui attuazione è regolamentata dai DPR 412/93 e DPR 551/99 e DM 27 luglio 2005, segna un passo importante nel miglioramento delle prestazioni termiche degli edifici, in quanto vuole limitare i consumi anche tenendo conto degli apporti energetici gratuiti solari ed interni, dei recuperi di energia e dell'inerzia dell'involucro (verifica del FEN, *Fabbisogno Energetico Normalizzato*). Viene confermata l'importanza di limitare la dispersione (coefficiente di dispersione termica volumica dell'edificio  $C_d$ ) attraverso materiali caratterizzati da bassa trasmittanza, e viene regolamentato anche il rendimento degli impianti di generazione del calore.

### B.2.4 Decreto Legislativo 192/05 e Decreto Legislativo 311/06

Il Dlgs 192/05 viene promulgato in attuazione della direttiva 2002/91/CE. Tra le novità di maggior spicco emerge la necessità della certificazione energetica

<sup>1</sup>Legge ordinaria del parlamento n°373 (1976).



degli edifici. I limiti alla dispersione ed al rendimento degli impianti sono più stringenti rispetto alle normative precedenti, anche a causa della restrizione dei valori di fabbisogno annuo per la climatizzazione invernale in funzione delle condizioni climatiche, definite dai *Gradi Giorno* e della forma dell'edificio (Figura B.1).

Rapporto di forma dell'edificio S/V	Zona climatica										
	A		B		C		D		E		F
	<i>fino a</i> 600 GG	<i>a</i> 601 GG	<i>a</i> 900 GG	<i>a</i> 901 GG	<i>a</i> 1400 GG	<i>a</i> 1401 GG	<i>a</i> 2100 GG	<i>a</i> 2101 GG	<i>a</i> 3000 GG	<i>oltre</i> 3000 GG	
≤0,2	10	10	15	15	25	25	40	40	55	55	
≥0,9	45	45	60	60	85	85	110	110	145	145	

Figura B.1: Valori limite per il fabbisogno annuo di energia primaria per la climatizzazione invernale [ $kWh/m^2 \cdot y$ ], Dlgs n°192 (2005).

In merito alle necessità di limitare i costi per la climatizzazione estiva, invece, si richiede:

che nelle zone climatiche A, B, C e D, nelle località dove il valore medio mensile dell'irradianza sul piano orizzontale,  $I_{m,s}$ , nel mese di massima insolazione, sia maggiore o uguale a  $250 W/m^2$ , la massa superficiale<sup>3</sup> delle pareti opache [...] sia superiore a  $230 kg/m^2$ . Gli effetti positivi che si ottengono con il rispetto di suddetti valori di massa superficiale delle pareti opache possono essere raggiunti, in alternativa, con l'utilizzo di tecnologie e materiali innovativi che permettano di contenere le oscillazioni della temperatura degli ambienti in funzione dell'andamento dell'irraggiamento solare [...].<sup>4</sup>

Si può facilmente evincere come, in merito alla climatizzazione estiva, la normativa sia piuttosto "acerba", anche in considerazione del fatto che questa necessità è figlia recente delle richieste di standard di vita più elevati. Nella sua semplicità, viene applicato il concetto che la massa, fornendo inerzia termica, è il più semplice isolante dal calore.

<sup>2</sup>Valore limite di insolazione passa da  $250 W/m^2$  a  $290 W/m^2$  nella revisione attuata tramite il Dlgs 311/06.

<sup>3</sup>Massa per unità di superficie della parete opaca compresa la malta dei giunti ed esclusi gli intonaci.

<sup>4</sup>Dlgs n°192 (2005).

Tuttavia possono essere mosse delle critiche a tale approccio (Medola (2007), Gargari (2006), Campioli *e altri* (2006)): la sensazione è che la normativa derivi da altre riconducibili a climi freddi, per cui si affronta più dettagliatamente un solo problema (climatizzazione invernale), senza analizzare adeguatamente un tema di primaria importanza (climatizzazione estiva), almeno per le regioni mediterranee. L'importanza della massa (frontale) nella dinamica dei flussi termici, considerata nel DM 27 luglio 2005 tramite dei coefficienti correttivi del coefficiente di dispersione ( $C_d$ ), viene trascurata, e quindi si permette un controllo solamente parziale dei flussi termici estivi.

Le successive correzioni ed integrazioni contenute nel Dlgs 311/06 impongono limiti più stringenti per i consumi invernali, senza modificare di fatto le richieste per la climatizzazione estiva (Campioli *e altri* (2007b)).

## B.3 Valutazione del comportamento energetico degli edifici

Un aspetto di fondamentale importanza, quando si valuta il comportamento energetico degli edifici, è la localizzazione geografica delle simulazioni condotte, per tenere in adeguato conto delle particolari esigenze climatiche. È inoltre opportuno predisporre ad un approccio multidisciplinare, non restringendo il metro di valutazione al solo aspetto energetico, prendendo in considerazione tutte le fasi di vita dell'edificio (metodologia LCA<sup>5</sup>, *Life-Cycle Assessment*).

### B.3.1 Panorama europeo

Le nuove normative energetiche, come illustrato nella sezione precedente, impongono limitazioni alla dispersione termica degli edifici.

Un primo dato può immediatamente indicare la portata del problema: stime sull'impiego di energia nel Regno Unito (Adalberth (1996)) parlano di un 8 % del totale dell'energia derivata da fonti primarie destinata a trasporto e produzione di materiali da costruzione, ed un 50 % del totale destinato alla fruizione degli alloggi.

Per edifici a basso consumo energetico, in condizioni climatiche "fredde", l'aspetto dell'isolamento gioca un ruolo fondamentale, ma il prezzo da pagare

---

<sup>5</sup>Metodologia scientifica conforme alla norma ISO 14040.

per avere un comportamento in esercizio adeguato è spesso contrastato da un elevato costo ambientale per la produzione degli elementi costitutivi. Un edificio a basso consumo richiede materiali ad alta tecnologia, che *incorporano*<sup>6</sup> una quantità di energia elevata, per i quali sussiste una relazione inversa che lega *energia incorporata* e consumi energetici in esercizio (per un edificio tradizionale il costo energetico in esercizio costituisce il 90 % circa dell'energia totale nel ciclo di vita, in un edificio a basso consumo il 40 – 60 % circa, Thormark (2006)). In alcuni casi il computo globale dell'energia richiesta nella vita di un edificio *low-energy* risulta addirittura superiore a quello di un edificio tradizionale (Feist (1996)). La possibilità di recupero di *energia incorporata* (tramite combustione, riutilizzo, riciclaggio a ciclo chiuso o aperto) diviene quindi uno degli aspetti fondamentali di cui tenere conto già in fase di progetto.

Thormark (2002) e Thormark (2006) mettono in evidenza come in climi freddi l'*energia incorporata* per edifici a basso consumo energetico ( $45 \text{ W/m}^2$ ) costituisca il 40 % circa dell'energia totale utilizzata in un ciclo di vita di 50 anni; di questa, circa il 40 % può essere recuperato sotto varie forme. L'utilizzo di materiale riciclato può diminuire anche del 15 % l'*energia incorporata* in un edificio, aspetto interessante dato che sussiste una relazione diretta tra *energia incorporata* e frequenza di interventi di manutenzione. I vantaggi del riciclaggio, oltre ad un risparmio di materie prime, con connessi costi di produzione, riguardano anche la fase di dismissione (la necessità di discariche e del trasporto verso di queste viene limitata). In uno scenario dipinto nel 1996 in Svezia (Thormark (2001)) si mostra come la quantità di materiale trasportato nelle discariche sarebbe potuta passare dal 60 % in peso del totale di materiale utilizzato al 10 %, attraverso un corretto riutilizzo dei materiali di risulta. Il risparmio energetico, nel caso in questione, presupponendo un riciclaggio ottimale dei materiali da costruzione, potrebbe essere stimato attorno al 20 – 40 % dell'energia destinata all'edificazione (dato confermato anche da altri autori), corrispondente al fabbisogno energetico per riscaldamento di circa 180-200.000 case unifamiliari.

In una recente revisione di 60 casi proposti in letteratura (zone a clima freddo), Sartori e Hestnes (2007) indicano come predominante il consumo energetico in fase di esercizio (Figura B.2). I dati raccolti trascurano l'energia

---

<sup>6</sup>L'*energia incorporata* rappresenta la somma di tutta l'energia utilizzata per produrre un bene.

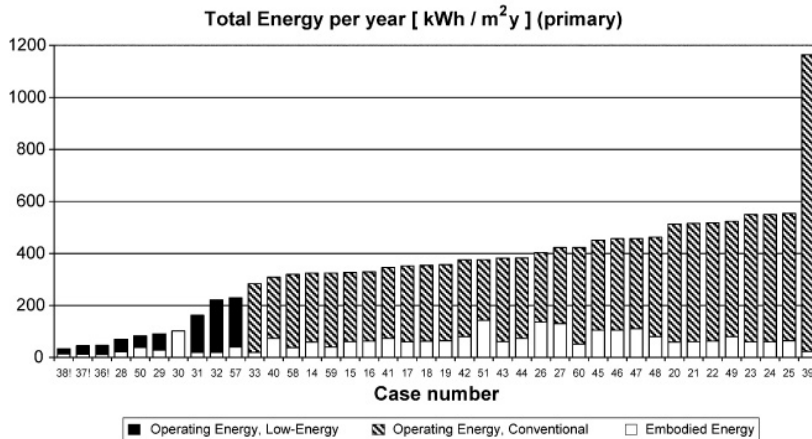


Figura B.2: Confronto tra energia incorporata e per esercizio per casi riportati in letteratura, Sartori e Hestnes (2007).

per costruzione, demolizione e trasporto (la somma dei 3 contributi dà l'1% del totale), e la gestione del materiale di risulta; sono state considerate solo *energia incorporata* ed energia per l'esercizio. Sebbene il calcolo risenta indubbiamente dell'utilizzo di coefficienti di ragguaglio per le quantità analizzate, interpretate in modo differente dai vari autori, da questa sintesi emerge che, in ogni caso, in termini assoluti gli edifici *low-energy* garantiscono prestazioni migliori.

Un interessante confronto tra edifici costruiti secondo criteri energetici differenti, ma in una stessa realtà locale, mostra ancora come in termini energetici la realizzazione di edifici *low-energy* si configuri come più economica in termini assoluti (Feist (1996), Figura B.3).

Studi condotti nel contesto svedese da Adalberth *e altri* (2001) hanno mostrato esserci una relazione diretta tra consumo energetico ed impatto ambientale, valutato in termini di potenziale di riscaldamento globale, acidificazione, eutrofizzazione, potenziale di creazione di ozono fotochimico e tossicità per l'uomo. L'esito dello studio rivela che la fase che crea maggior impatto ambientale è quella di utilizzo, in percentuali di circa 70 – 90% del totale (nei casi in questione la stima di energia richiesta per la climatizzazione è 100 – 60 kWh/m<sup>2</sup>). L'impatto ambientale, che sembra essere indipendente dal materiale strutturale prescelto, può essere ridotto andando ad agire alla radice, sulle scelte delle fonti energetiche primarie.

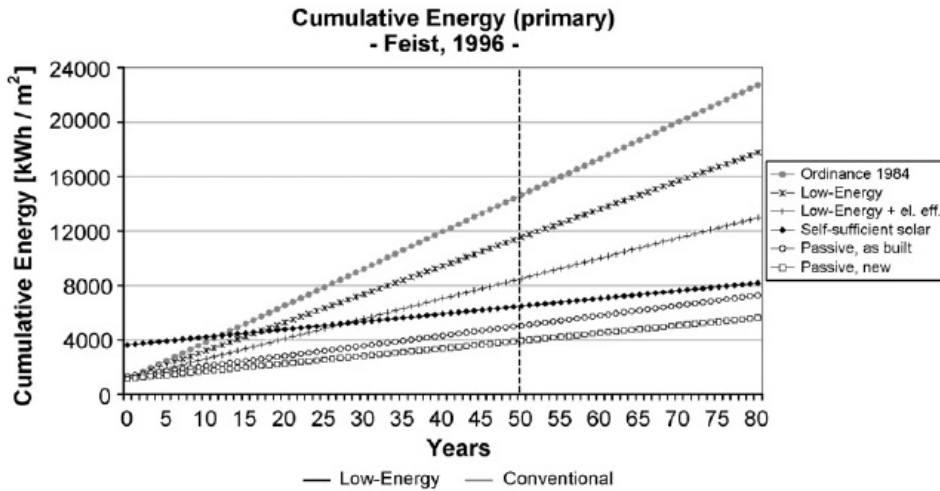


Figura B.3: Energia totale cumulativa (Ordinance 1984 è l'unico edificio tradizionale), Feist (1996).

La scelta della costruzione con materiali locali, compatibile con esigenze ambientali, deve comunque sottostare alle richieste di sicurezza strutturale. Sembra corretto anticipare che, laddove necessità economiche non abbiano reso necessario il ricorso a materiale ricavato *in situ*, la distribuzione di costruzioni moderne realizzate con materiali locali è concentrata principalmente in zone a bassa sismicità. In regioni povere, generalmente, le esigenze di isolamento termico sono meno sentite, per cui è possibile prevedere strutture più leggere.

Esperienze recenti in Francia (Morel e altri (2001)) hanno mostrato la possibilità di ottenere risparmi ingenti in termini energetici con l'uso di materiali locali: un edificio residenziale in cemento armato richiede *energia incorporata* 2,5 volte superiore ad un edificio in pietra e circa 3,5 volte superiore ad un edificio con basamento in pietra ed elevazione in terra battuta (oltre a spese di trasporto 4-6 volte superiori).

### B.3.2 Panorama italiano

Gli esempi analizzati nella sezione precedente vanno contestualizzati tuttavia in climi freddi, in cui i consumi per la climatizzazione invernale sono preponderanti.

In Italia la situazione è differente, e soprattutto variabile all'interno del territorio nazionale. Per capire come si tratti di una realtà differente rispetto a quelle considerate nella sezione precedente, basta ricordare che recentemente (2006) il picco nazionale di consumi elettrici, per la prima volta, è stato registrato nel periodo estivo. A parte questo aspetto, nel 2003 in Italia più del 50 % del consumo totale di energia è stato imputabile alla civile abitazione, con un trend ascendente negli ultimi anni (Bianchi e Zanchini (2005) citato in Campioli *e altri* (2007a); Figura B.4).

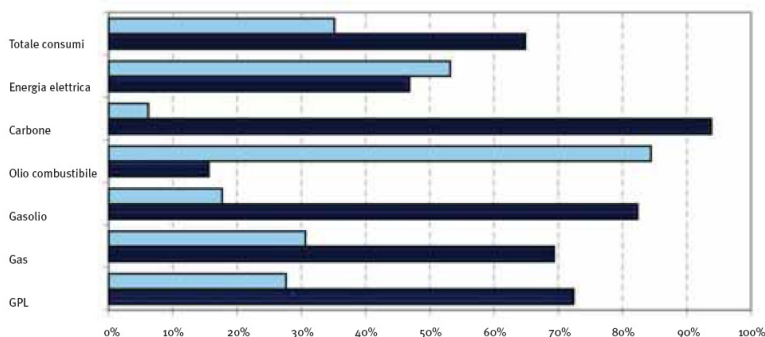


Figura B.4: Ripartizione percentuale dei consumi energetici tra residenziale e terziario per fonte, Bianchi e Zanchini (2005), in Campioli *e altri* (2007a).

Ricorrere alla massa per ritardare e smorzare i flussi termici, oltre che proposto dalla normativa, è una tecnica tramandata nei secoli nelle zone a clima caldo.

Soluzioni ottimali in climi freddi possono quindi non essere adeguate in zone più calde: uno studio di Gargari (2006) ha mostrato come spesso l'isolante termico, molto leggero, non sia in grado di smorzare adeguatamente i flussi di calore. Il caso presentato riguarda una porzione di parete opaca verticale, di cui viene analizzato il comportamento sia estivo (attenuazione  $\theta^7$ , e sfasamento  $\varphi^8$  dell'onda termica) che invernale (flusso termico uscente per unità di superficie) in regime statico. In generale, un miglioramento del comportamento estivo si ottiene diminuendo la *diffusività termica*  $\alpha$  ( $\alpha = \lambda/c \cdot \delta$ , dove  $\lambda$  è la conducibilità,  $c$  il calore specifico e  $\delta$  la densità). Essendo la massa superficiale

<sup>7</sup>Calcolata attraverso la formula di Wright.

<sup>8</sup>Calcolata attraverso la formula di Mackey.

l'unico parametro previsto dalla normativa, il flusso termico estivo può essere calcolato attraverso a formula di Fourier, che:

...parametrizza il  $\Delta t^9$  di calcolo in base, appunto, alla massa dell'elemento secondo il “metodo della differenza di temperatura equivalente”.<sup>10</sup>

L'utilizzo di una metodologia semplificata (calcolo di un  $\Delta t_{eq}$ , da tabella, in funzione della tipologia costruttiva) permette comunque di notare come il parametro di massa superficiale non sia esaustivo per valutare la dinamica della diffusione. Ad esempio, in Tabella B.1 e Tabella B.2, emerge come soluzioni ammesse dalla normativa mostrino comportamenti molto differenti. La soluzione 6 esibisce un flusso invernale inferiore a quello estivo (accettabile in climi freddi, meno in climi miti o caldi). 1 e 2 sono soluzioni “leggere”, per cui il valore basso di trasmittanza non riesce a colmare le problematiche di mancanza di massa. Le soluzioni “massive” (4 e 5) mostrano comportamenti adeguati anche in estate. Il ritardo di fase<sup>11</sup> ottimale, considerato di circa 12 h, indica ancora una volta nelle soluzioni “massive” un comportamento più adeguato in climi caldi.

Quindi, per trattare il ruolo della massa (con la relativa inerzia termica) è necessario considerare il comportamento in regime dinamico. Mentre la trasmittanza è un parametro “comodo” ed adeguato per valutare i flussi termici stazionari su orizzonti temporali lunghi (mensili o stagionali), lo studio del ruolo dell'inerzia termica presuppone analisi dinamiche su scala temporale ridotta (oraria). I sistemi massivi, oltre all'efficacia “estiva” (Figura B.5), sono in grado di contenere anche le richieste “invernali”, riducendo passivamente anche del 30% il fabbisogno energetico per il riscaldamento.

Oltre ai parametri numerici, comunque necessari, è possibile constatare come il comfort abitativo, cui contribuiscono la temperatura dell'aria (a contatto diretto con la pelle) e la temperatura delle pareti (percepita per l'effetto radiante), sia maggiore per soluzioni massive.

Come una soluzione “massiva” dia un evidente contributo di risparmio energetico anche in inverno, si evince anche dai dati sperimentali di Campioli

<sup>9</sup>Differenza di temperatura.

<sup>10</sup>Gargari (2006).

<sup>11</sup>Capacità di traslare nel tempo il rilascio del calore accumulato nel corso della giornata.

Tabella B.1: Soluzioni proposte per l'isolamento termico, Gargari (2006).

Sol.	descrizione
1	Parete doppia con intercapedine isolata (8 cm) e camera d'aria (6 cm), totale 38 cm
2	Parete doppia con blocchi alleggeriti in pasta ed intercapedine isolata (6 cm), totale 33 cm
3	Muratura con blocchi alleggeriti in pasta (30 cm), malta termica ed intonaco isolante, totale 33 cm
4	Muratura con blocchi alleggeriti in pasta (45 cm), malta termica ed intonaco isolante, totale 48 cm
5	Muratura con blocchi alleggeriti in pasta a T (38,5 cm), totale 41,5 cm
6	Muratura portante con blocchi alleggeriti in pasta e termoisolati (30 cm), totale 33 cm

Tabella B.2: Confronto tra le soluzioni proposte in Tabella B.1, Gargari (2006).

	$M_s$ [kg/m <sup>2</sup> ]	U [W/m <sup>2</sup> K]	$Q_i$ [W]	$Q_e$ [W]	$\varphi$ [h]
Sol. 1	181	0,40	5,88	6,08	2,1
Sol. 2	238	0,40	5,82	6,02	5,4
Sol. 3	280	0,50	7,35	7,60	14,3
Sol. 4	402	0,40	5,81	3,79	17,7
Sol. 5	354	0,44	6,51	4,25	10,4
Sol. 6	282	0,33	4,88	5,05	4,9



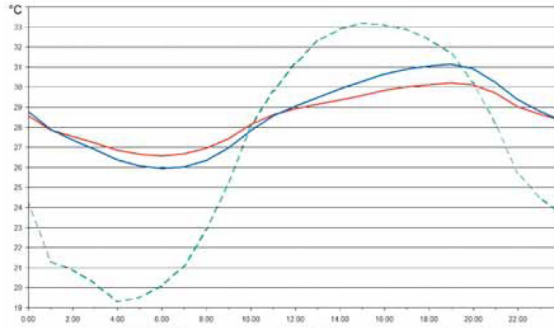


Figura B.5: Smorzamento e sfasamento di una soluzione massiva (linea chiara) e leggera (linea scura) in funzione della temperatura esterna (linea tratteggiata), Medola (2007).

e altri (2007a); le analisi, i cui risultati sono proposti in Figura B.6, sono state condotte a parità di trasmittanza per le varie soluzioni (Tabella B.3), a livello di edificio, al variare del rapporto Superficie/Volume.

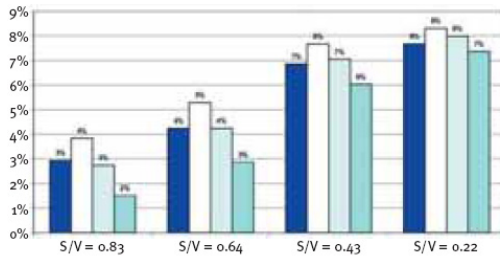
Il conto energetico di un edificio è comunque molto influenzato dall'esercizio anche in Italia. Una stima del costo energetico dei materiale per la costruzione di un'unità abitativa media ( $S = 90 - 100 \text{ m}^2$ ) è di circa  $5 \text{ Tep}^{12}$ , cui vanno aggiunte  $0,5 \text{ Tep}$  per il conto energetico del cantiere. Il costo per il riscaldamento invernale di un'abitazione si aggira su  $1 \text{ Tep/anno}$ , per cui in 5 anni un edificio consuma un quantitativo di energia pari a quella richiesta per la costruzione (ENEA (2004)).

Questo dato è confermato anche da altri autori. Analisi condotte in Italia attraverso la metodologia *LCA* da Torricelli e altri (2007b) mettono a confronto varie soluzioni tecnologiche in termini di impatto ambientale nel ciclo di vita della struttura (nelle sue varie forme<sup>13</sup>). Figura B.7 mostra il danno ambientale<sup>14</sup> per varie soluzioni tecniche proposte; questo è importante per costruzioni in *c.a.* in quanto soluzione tecnica, per l'ecotossicità del calcestruzzo armato, comparabile per ordine di grandezza al danno che arreca la soluzione stessa nel corso della fase di utilizzo.

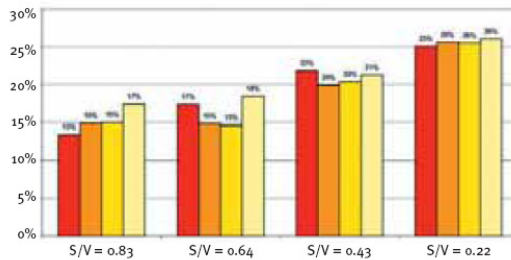
<sup>12</sup>Tonnellate Equivalenti Petrolio.

<sup>13</sup>Ad esempio, utilizzando gas metano per il riscaldamento, questi danneggia l'ambiente non solo in quanto combustibile fossile bruciato, ma anche per la produzione di allergeni, per la produzione di riscaldamento globale e per l'eutrofizzazione.

<sup>14</sup>Metodo Eco-indicator 99.



(a)



(b)

Figura B.6: Risparmio energetico estivo (B.6(a)) ed invernale (B.6(b)) per differenti soluzioni costruttive di Tabella B.3 al variare della geometria dell'edificio, Campioli e altri (2007a).

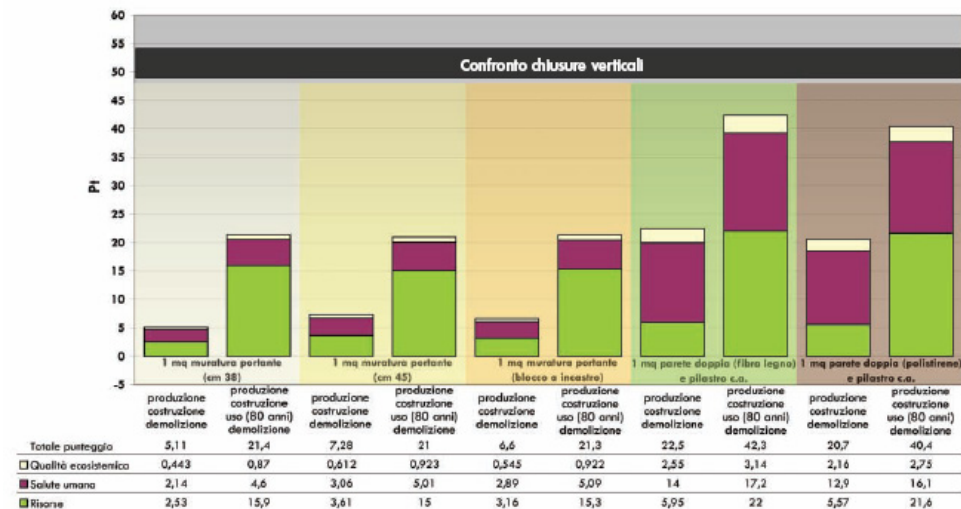


Figura B.7: Impatto ambientale per differenti soluzioni di chiusura verticale, Torricelli e altri (2007b).

Tabella B.3: Soluzioni costruttive adottate nella sperimentazione, Campioli e altri (2007a).

Soluzione	descrizione
riferimento "leggero"	Muratura monostrato isolante
1	Muratura monostrato in blocchi di laterizio
2	Muratura in blocchi forati di laterizio con isolante a cappotto
3	Muratura in blocchi forati di laterizio con isolante in intercapedine
4	Muratura in blocchi forati di laterizio e mattoni pieni faccia a vista con isolante in intercapedine

*Nota:  $U = 0,50 \text{ W/m}^2\text{K}$ . I dati climatici sono riferiti al comune di Roma*

Passando dalla soluzione tecnica all'edificio, sfruttando i risultati parziali di Torricelli e altri (2007b), gli autori hanno confrontato due soluzioni (telaio in *c.a.* tamponato e muratura in laterizio alleggerito portante) per una stessa geometria di edificio, stesso spessore delle chiusure verticali, sito in zona climatica D<sup>15</sup> (Torricelli e altri (2007a)). Il calcolo del fabbisogno energetico primario (escludendo la climatizzazione estiva, per cui la soluzione in muratura, avendo più massa, risulta più performante) dà risultati simili nei due casi, pari a  $65 \text{ kWh/m}^2$  per la muratura portante,  $68 \text{ kWh/m}^2$  per il telaio tamponato (da interpolazione il valore limite da normativa sarebbe  $\approx 71 \text{ kWh/m}^2$ ). In termini di danno ambientale la soluzione a telaio tamponato risulta essere peggiore, sebbene in fase di costruzione il sistema a muratura portante abbia un impatto maggiore. Per il panorama italiano risulta che i costi di esercizio incidano per il 35 – 40 % sui costi post-costruzione (Torricelli e altri (2007a)). Emerge anche come un'attenta valutazione delle opere di manutenzione possa ridurre i danni ambientali (ad esempio tamponare con mattoni faccia a vista implica minor manutenzione che l'intonacatura).

In uno studio semplificato di carattere principalmente economico (Palum-

<sup>15</sup>Zona A zona più calda, zona F la più fredda.

bo (2006)), limitato ai costi di costruzione, manutenzione e gestione delle opere murarie, per un edificio di 2 piani<sup>16</sup>, è stato dimostrato come i costi di sistemi a muratura portante risultino più bassi rispetto ai sistemi intelaiati, principalmente per l'assenza di ponti termici (Figura B.8).

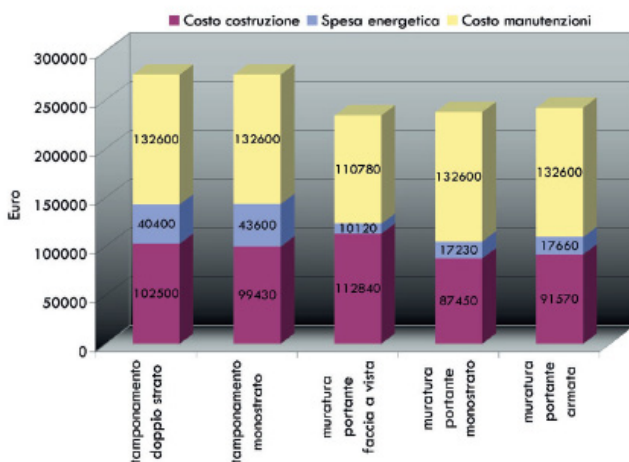


Figura B.8: Costo di differenti soluzioni di chiusura verticale, Palumbo (2006).

## B.4 Proprietà energetiche ed igrometriche della terra cruda

Innanzitutto, sembra necessario suddividere il comportamento energetico in *energia incorporata* della terra cruda (fase di produzione e smaltimento), e le prestazioni energetiche del materiale (correlate alla fase d'uso).

Un primo dato può essere fornito immediatamente: la terra cruda ha un costo di produzione energetico molto basso<sup>17</sup>, pari a circa  $1/5 - 1/10$  di quello di mattoni ordinari ( $2200 \text{ kWh/m}^3$  contro  $14900 \text{ kWh/m}^3$ , Krnjetic e Folić (2005)).

Il comportamento termico della terra cruda si presenta molto arduo da studiare per via teoretica per la dipendenza da numerosi fattori, *in primis* il contenuto d'acqua. Si pensi a come, nel processo di evaporazione, si alternino flussi di calore legati sia al flusso di liquido (guidato da gradiente di massa)

<sup>16</sup>Prevista accensione di riscaldamento\condizionamento per 1080 h/y,  $\Delta T=20^\circ$ .

<sup>17</sup>La maggior parte dei consumi energetici è legata alla fase di utilizzo, Sezione B.3.

che al flusso della fase gassosa (guidato dal gradiente di temperatura). Il tutto ad interagire con insolazione, temperatura ed umidità di ambiente interno ed esterno.

Doat e altri (1991) danno le seguenti caratteristiche termiche per la terra cruda: coefficiente di conducibilità  $0,44 - 0,57 \text{ Kcal}/^\circ\text{Chm}$ , calore specifico  $0,2 \text{ Kcal/kg}$ ; per soluzione da 40 cm di spessore: smorzamento dell'onda termica del 10 % , sfasamento del picco di 8 – 10 h. Per il coefficiente di trasmissione di soluzioni murarie si rimanda a Tabella B.4.

*Tabella B.4: Conduttività termica della terra cruda al variare dello spessore della soluzione, Doat e altri (1991).*

Spessore [cm]	20	30	40	50
Trasmittanza [ $\text{Kcal}/\text{hm}^2$ ]	1,6-1,3	1,2-1	1-0,86	0,8-0,7

Rees e altri (2001), in uno studio definito preliminare, hanno evidenziato come il problema dei flussi termici nei terreni (di cui la terra cruda può essere definita una particolare famiglia) sia di difficile soluzione anche utilizzando ipotesi semplificative, a causa della variazione del contenuto d'acqua nel mezzo sia nel dominio del tempo che dello spazio. Basta considerare che il rapporto tra conducibilità satura ed asciutta può assumere valori tra 2 e 10 circa.

Parra-Saldivar e Batty (2006) hanno condotto analisi numeriche per valutare il comportamento termico dinamico di strutture in *adobe*. Data la complessità del sistema le murature sono state trattate come stratificate con differenti coefficienti di conduttività per simulare le variazioni di umidità nel mezzo (con flusso termico monodimensionale). La ricerca ha mostrato, attraverso un'elaborazione statistica, come il fattore predominante in merito al comportamento termico sia la conduttività delle pareti esterne. Altri risultati interessanti sono:

- anche in condizioni di caldo intenso, si ha uno sfasamento del picco termico di 2 – 3 ore;
- l'aumento dello spessore delle pareti, con strati interni più asciutti, migliora il comportamento degli edifici in termini di smorzamento (Figura B.9, dove le soluzioni differiscono per spessore, dimensioni aperture

e conduttività parete, ossia contenuto d'acqua). La tendenza sulle minime temperature è la stessa che sia ha per le massime, riportata nella suddetta immagine;

- pareti più asciutte sono in grado di aumentare lo smorzamento dell'onda termica (sebbene non sia considerato direttamente il fenomeno dell'evaporazione);
- la presenza di uno spessore di 34 cm di parete "umida" (maggiore conduttività) è comunque in grado di smorzare i flussi termici in una stagione mite, anche grazie all'abbattimento delle fluttuazioni della temperatura delle pareti (Figura B.10);
- la capacità termica delle soluzioni in *adobe* permette un effetto benefico radiante notturno, per cui la parete risulta più calda dell'aria della stanza.

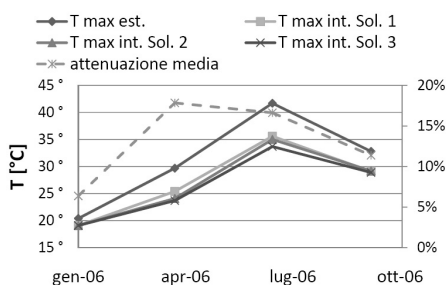


Figura B.9: Smorzamento della temperatura massima esterna con varie soluzioni costruttive in adobe, Parra-Saldivar e Batty (2006).

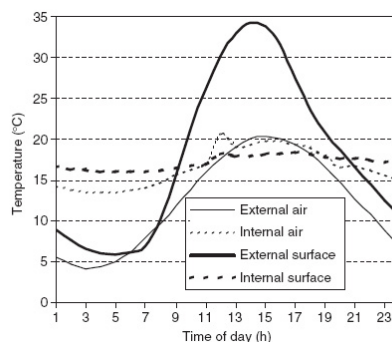


Figura B.10: Smorzamento delle temperature operato da pareti in adobe, Parra-Saldivar e Batty (2006).

Isik e Tulbentci (2008) hanno messo in evidenza come pareti di 45 cm di *Alker* (*adobe* stabilizzato con gesso,  $\gamma=1600 \text{ kg/m}^3$ ) siano caratterizzate da una trasmittanza  $U=0,7 \text{ W/m}^2\text{K}$ , ottenibile ad esempio con 28 cm di mattoni cotti + 5 cm di isolante<sup>18</sup>.

Binici e altri (2007) hanno confrontato il comportamento termico di edifici rurali prototipo in scala ridotta soggetti a cicli di temperatura ottenuti da

<sup>18</sup>Il costo della soluzione in *Alker* è circa 1/3 del costo della soluzione in mattoni cotti.

misure di campo nel Sud della Turchia. Il confronto tra temperatura interna misurata nel caso di costruzione con mattoni in terra cruda e mattoni in pomice basaltica stabilizzata con cemento ha mostrato un maggior smorzamento dell'onda termica per la prima soluzione, con sfasamento pressoché identico (Figura B.11).

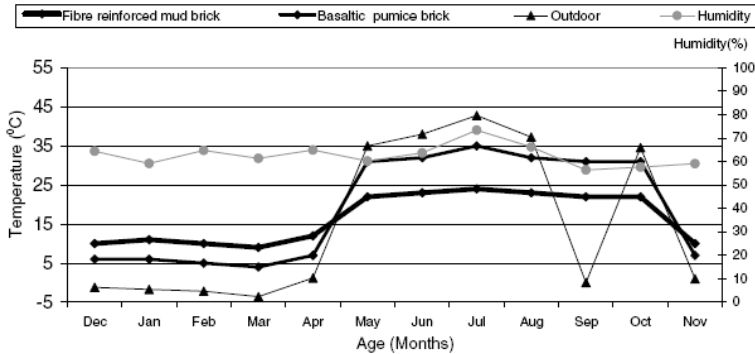


Figura B.11: Confronto isolamento termico per edificio in scala ridotta realizzato in terra cruda e mattoni in pomice stabilizzata con cemento, Binici e altri (2007).

Nello stesso studio, gli autori hanno mostrato come l'utilizzo di pomice basaltica come stabilizzante garantisca coefficienti di conducibilità termica minori rispetto a gesso e cemento (anche variando il rinforzo fibroso, tra polistirene tessuto, fibre plastiche e paglia, il valore del coefficiente è sempre compreso tra 0,202 kcal/mh°C e 0,243 kcal/mh°C), in ogni caso in linea con quelli della terra cruda non stabilizzata (0,215 kcal/mh°C).

In Australia, in una zona con clima mediterraneo, Paul e Taylor (2008) hanno calcolato come in esercizio in estate, i consumi di una soluzione "verde" (30 cm terra battuta, senza condizionamento, finestre in legno oscurabili con Veneziane, temperatura media edificio nelle ore lavorative 25 °C) siano 1/12 di quelli di una soluzione tradizionale (condizionata artificialmente, tamponata con mattoni, grandi finestrate in alluminio non oscurabili, temperatura media 22,5 °C).

## B.5 Comfort abitativo di costruzioni in terra cruda

Uno studio condotto in Australia, in una regione a clima mediterraneo (Paul e Taylor (2008)) sembra mettere in evidenza come gli occupanti di due edifici modello di nuova edificazione, uno “green” (parete esterna da 30 cm in terra battuta), l’altro tradizionale, non trovino particolari motivi per prediligere il primo al secondo (Figura B.12<sup>19</sup>). Si nota inoltre come ci sia una correlazione tra soddisfazione per l’ambiente lavorativo e comfort termico. A parità di gradimento, è tuttavia necessario notare come i consumi energetici della soluzione eco-compatibile siano minori (vedere anche Sezione B.4).

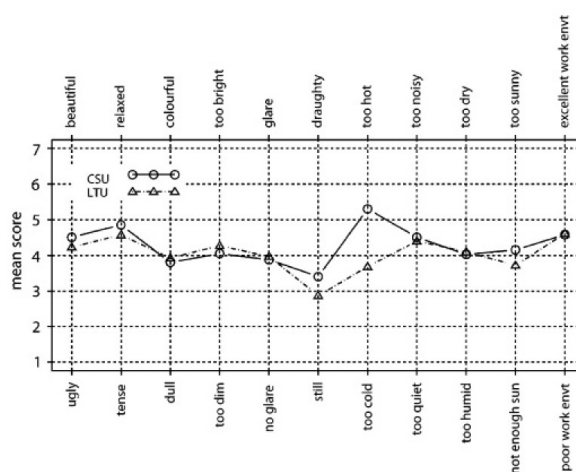


Figura B.12: Comparazione del comfort abitativo di una soluzione “green” (CSU) ed una tradizionale (LTU), Paul e Taylor (2008).

Come appurato da numerosi autori, la temperatura dell’aria è comunque solo uno dei parametri che concorrono allo stato di benessere abitativo. Di fondamentale importanza risultano anche la temperatura delle pareti, la velocità delle correnti d’aria e l’umidità relativa (Figura B.13).

Binici e altri (2009) hanno indicato come mattoni in terra cruda stabilizzati con pomice basaltica sono in grado di migliorare l’isolamento acustico di edifici industriali, con un miglioramento delle caratteristiche isolanti al diminuire della densità.

<sup>19</sup>La percezione del troppo calore nella soluzione “green” è legata anche all’assenza di condizionamento dell’aria per motivi tecnici nel periodo, estivo, analizzato.



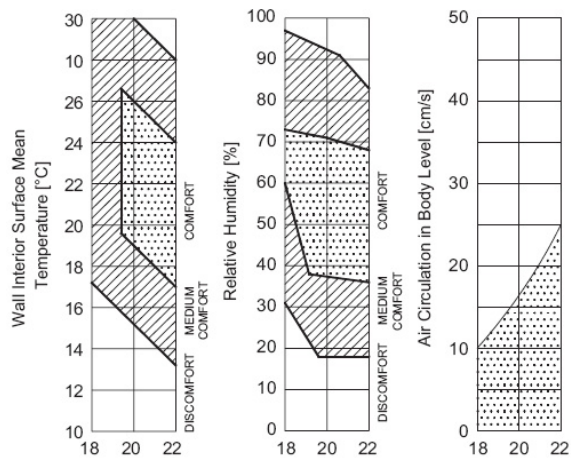


Figura B.13: Condizioni di comfort abitativo in funzione di temperatura pareti, umidità relativa e velocità correnti d'aria per temperatura dell'aria compresa tra 18 °C e 22 °C, Goromosov (1969) (in Isik e Tulbentci (2008)).

## Altri risultati analisi numeriche

Nel capitolo che segue vengono presentati alcuni risultati di analisi parametriche e geometriche, ottenuti ipotizzando il materiale di tamponamento continuo lineare e non-lineare, omessi in Capitolo 5.

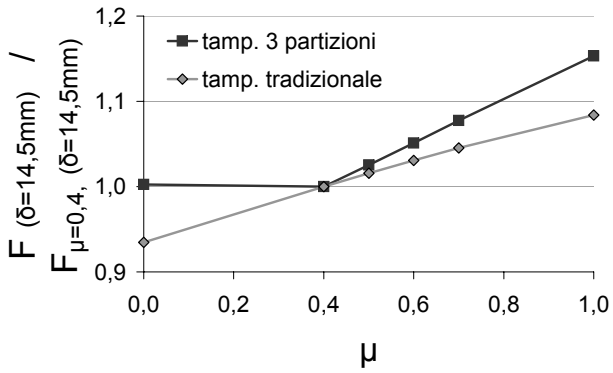
I risultati sono riferiti ad un portale caratterizzato da luce della trave 4,3 m, altezza interpiano 3 m, profili in acciaio colonne *HEB 240*, trave *IPE 240*, in acciaio S275. I vincoli a terra sono di incastro, trave-colonna a cerniera.

Salvo il parametro variabile, le caratteristiche di base del materiale di tamponamento sono:  $E = 50 \text{ MPa}$ ,  $c = 0,01 \text{ MPa}$  (coesione),  $\phi = 32^\circ$  (angolo di attrito),  $\psi = 10^\circ$  (dilatanza).

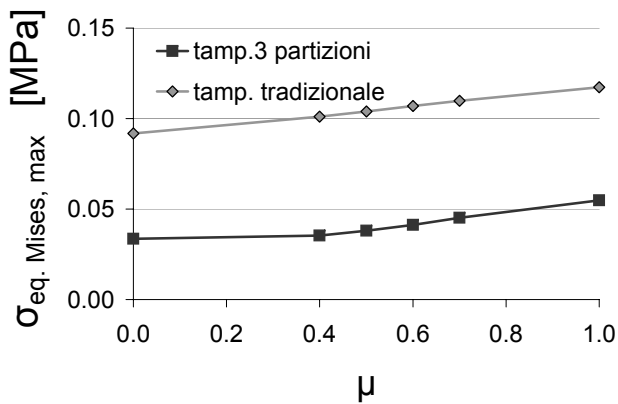
### C.1 Analisi materiali lineari *Abaqus*

I dati sono riferiti ad un valore  $E_{tamp} = 50 \text{ MPa}$  (terra cruda), ove non direttamente specificato, ed a un  $drift=0,5\%$ . Il caso di tamponamento partito è riferito ad una divisione del tamponamento in 3 parti in direzione orizzontale.

**Coefficiente attrito partizioni orizzontali** Segue l'effetto della scelta del coefficiente di attrito lungo le partizioni orizzontali sulla rigidità del sistema (Figura C.1).



(a)



(b)

Figura C.1: Influenza coefficiente di attrito lungo le partizioni su rigidità secante (a) e sforzo equivalente medio (b) per tamponamento tradizionale e partito.

**Coefficiente attrito interfacce verticali** Segue l'effetto della scelta del coefficiente di attrito lungo le interfacce verticali sulla rigidità del sistema (Figura C.2).

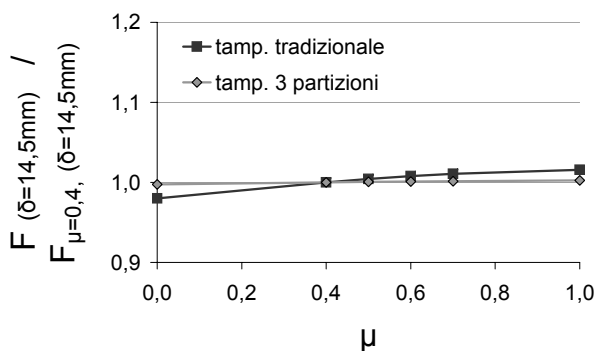


Figura C.2: Influenza coefficiente di attrito lungo le interfacce verticali su rigidità secante per tamponamento tradizionale e partito.

**Luce telaio** Segue l'effetto della luce del telaio sulla rigidità del sistema (Figura C.3).

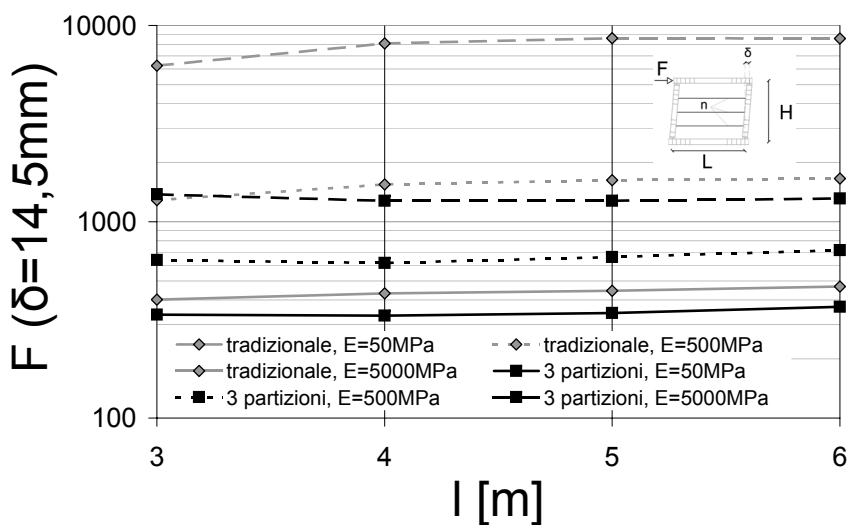
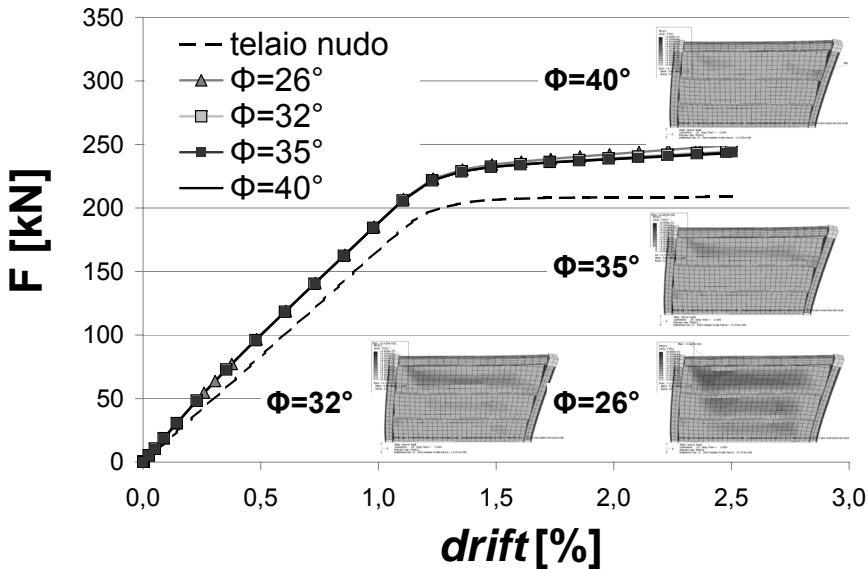


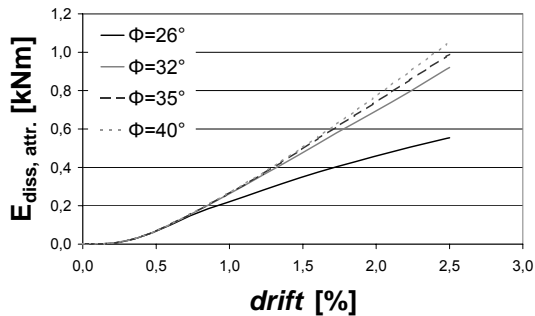
Figura C.3: Influenza luce telaio su rigidità secante per tamponamento tradizionale e partito, al variare del modulo elastico del tamponamento.

## C.2 Analisi materiali non-lineari *Abaqus*

**Angolo di attrito tamponamento - *jointed material*** Si presenta di seguito (Figura C.4) l'effetto della scelta dell'angolo di attrito (legge di *Mohr-Coulomb*) del materiale di tamponamento per *jointed material*.



(a)

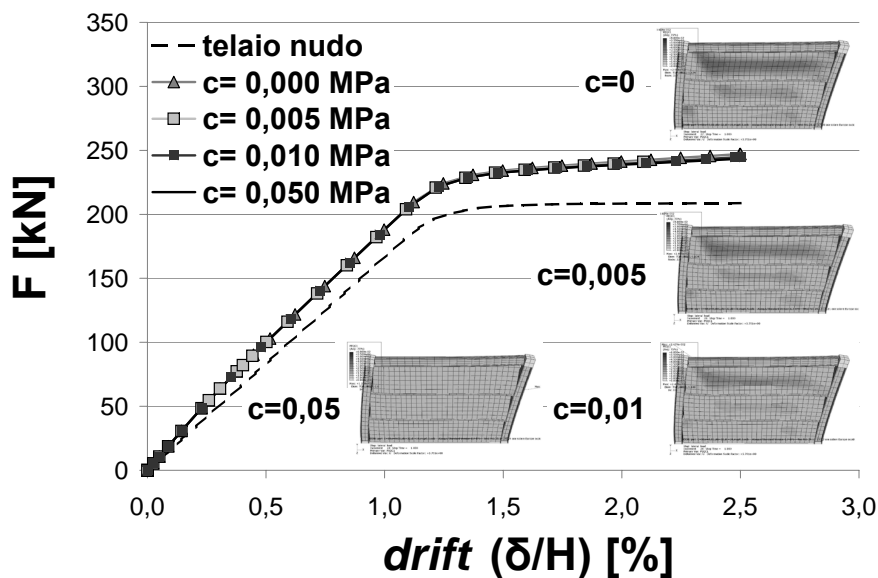


(b)

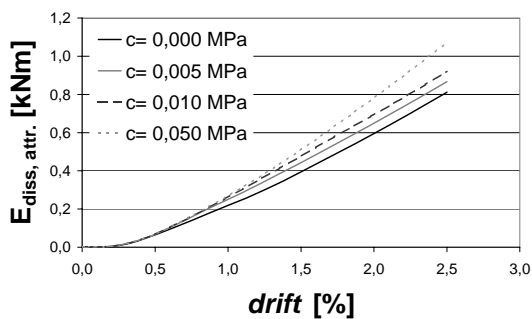
Figura C.4: Resistenza e panorama di danno (a) e dissipazione per attrito (b) per effetto della scelta dell'angolo di attrito di *jointed material* per tamponamento partito.

La scelta del parametro non influenza in maniera apprezzabile le grandezze macroscopiche; incide invece sul panorama di danneggiamento.

**Coazione tamponamento - *jointed material*** Si presenta di seguito (Figura C.5) l'effetto della scelta della coazione (legge di *Mohr-Coulomb*) del materiale di tamponamento per *jointed material*.



(a)

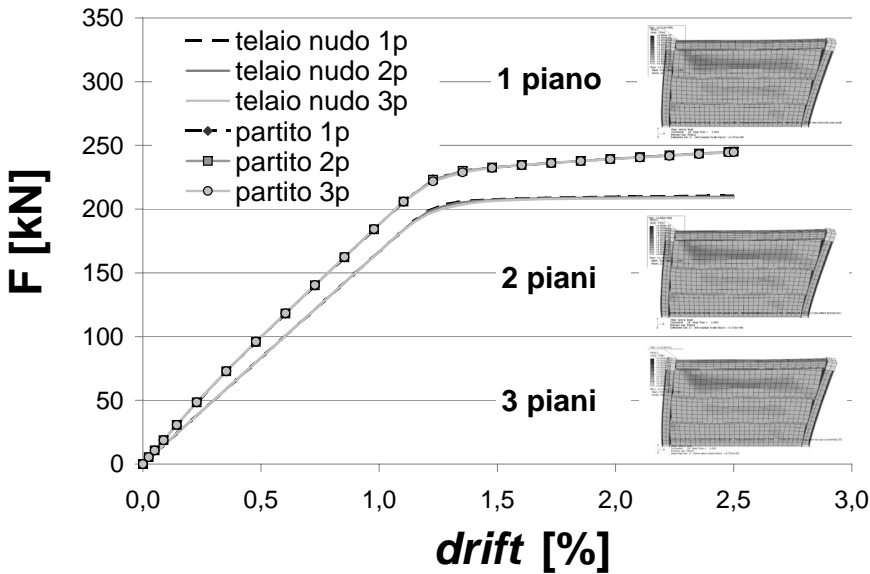


(b)

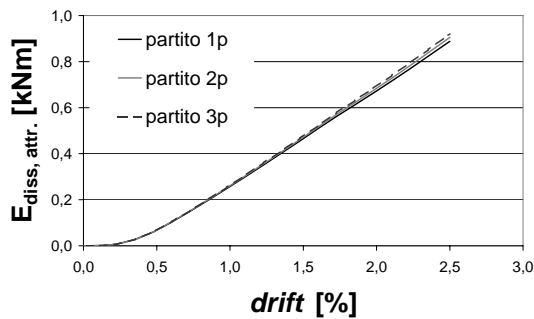
Figura C.5: Resistenza e panorama di danno (a) e dissipazione per attrito (b) per effetto della scelta della coazione di *jointed material* per tamponamento partito.

Anche la scelta di questo parametro non influenza in maniera apprezzabile le grandezze macroscopiche, ma lo fa con il danneggiamento.

**Carico sui pilastri** Si presenta di seguito (Figura C.6) l'effetto del carico agente sui pilastri sulla resistenza, panorama di danno e dissipazione per attrito.



(a)

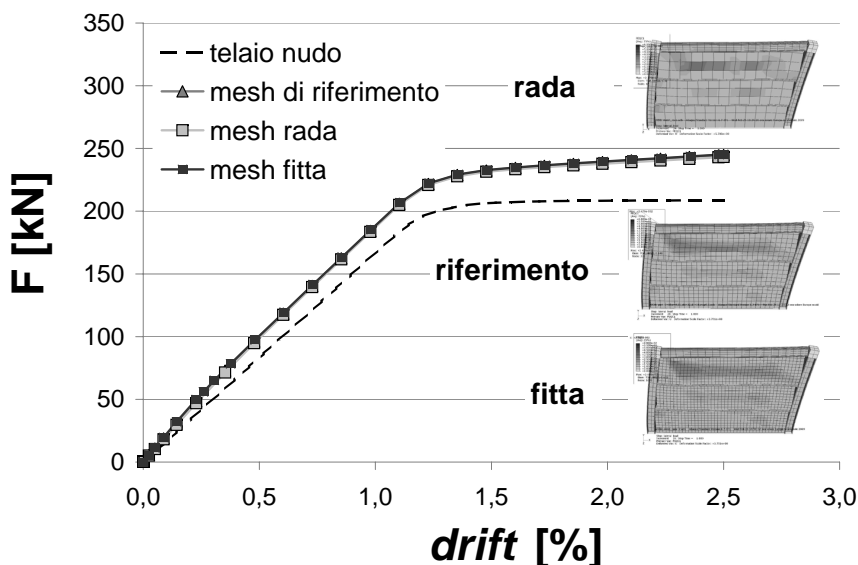


(b)

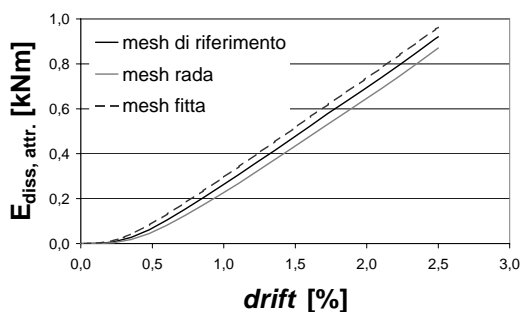
Figura C.6: Resistenza e panorama di danno (a) e dissipazione per attrito (b) per effetto del carico sui pilastri per tamponamento partito ( $p=n^\circ$  piani sopra il portale).

Il carico agente sui pilastri non incide sul comportamento del tamponamento, probabilmente a causa del basso modulo elastico del materiale.

**Raffinatezza mesh** Si presenta di seguito (Figura C.7) l'effetto della raffinatezza della *mesh* su grandezze locali e globali.



(a)



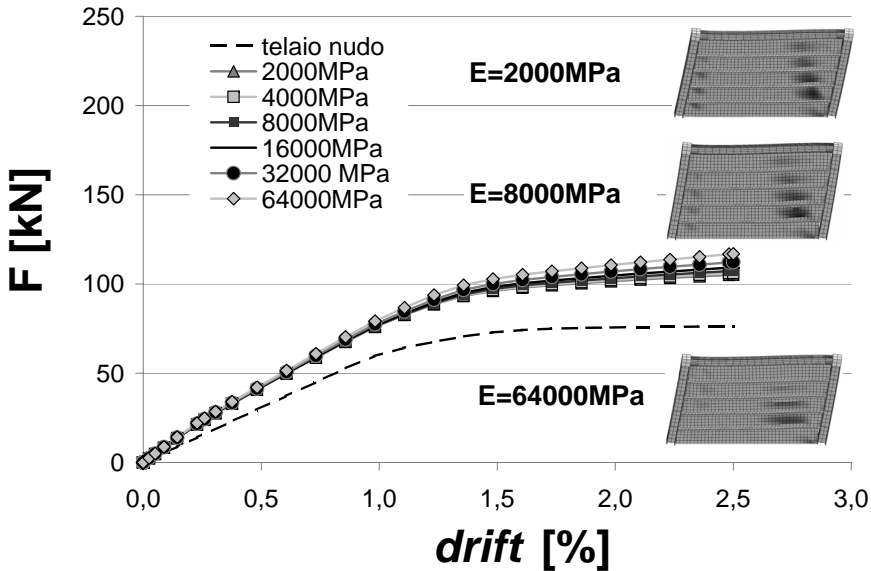
(b)

Figura C.7: Resistenza e panorama di danno (a) e dissipazione per attrito (b) al variare della mesh.

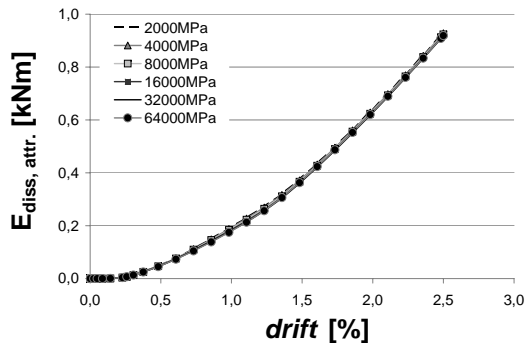
La *mesh* utilizzata sembra adeguata sia per cogliere grandezze locali che globali.



**Rigidezza partizioni** Si presenta di seguito (Figure C.8 e C.9) l'effetto della rigidezza delle partizioni, intese come scelta tecnica. Emerge come il vincolo relativo telaio-partizioni influenzi l'effetto della variazione di rigidezza delle partizioni. I casi sono riportati per condizioni diverse di vincoli relativi del telaio.



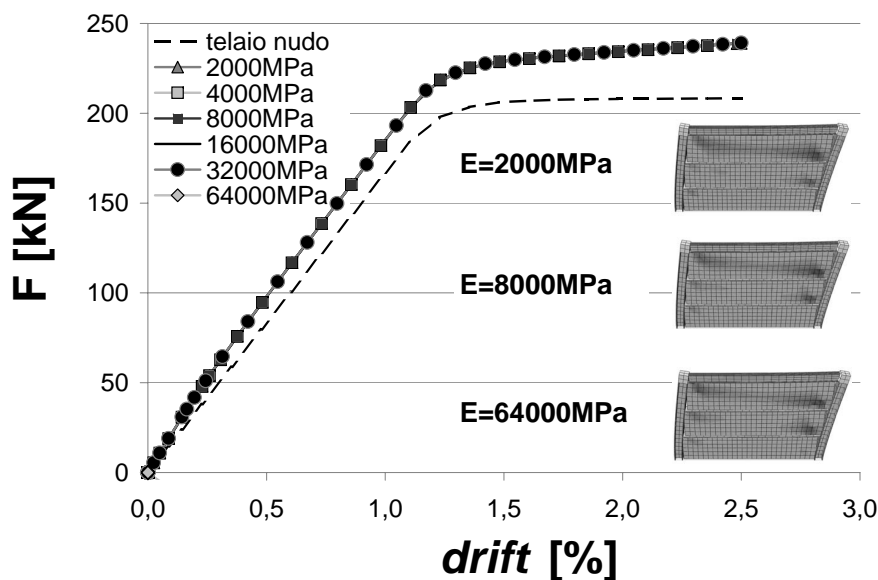
(a)



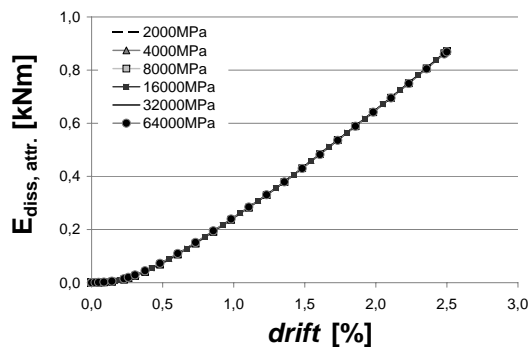
(b)

Figura C.8: Resistenza e panorama di danno (a) e dissipazione per attrito (b) al variare della rigidezza delle partizioni incastrate al telaio.

Per la rigidezza del materiale di tamponamento utilizzato, un aumento dello spessore delle partizioni (analogo all'aumento di rigidezza) migliora il quadro di danno variando il comportamento diffusivo nel caso di incastro tra telaio e partizioni. In caso di cerniera, l'effetto è trascurabile (comunque si tratta di effetti "numerici").



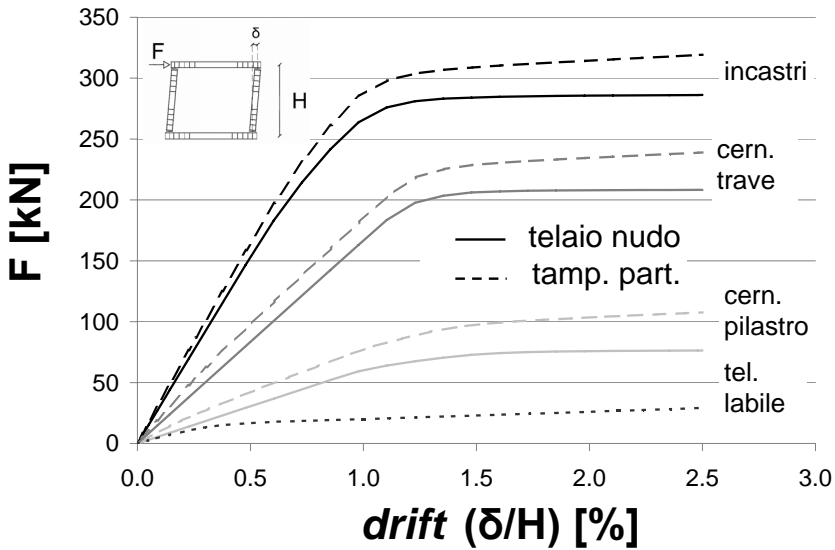
(a)



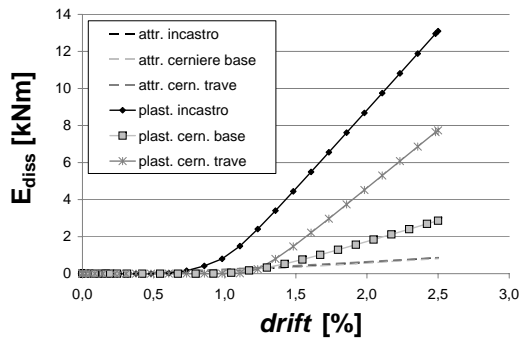
(b)

Figura C.9: Resistenza e panorama di danno (a) e dissipazione per attrito (b) al variare della rigidezza delle partizioni incernierate al telaio.

**Tipologia giunti portale** Si presenta di seguito (Figura C.10) l'effetto di configurazione e tipologia di giunti nel portale.



(a)

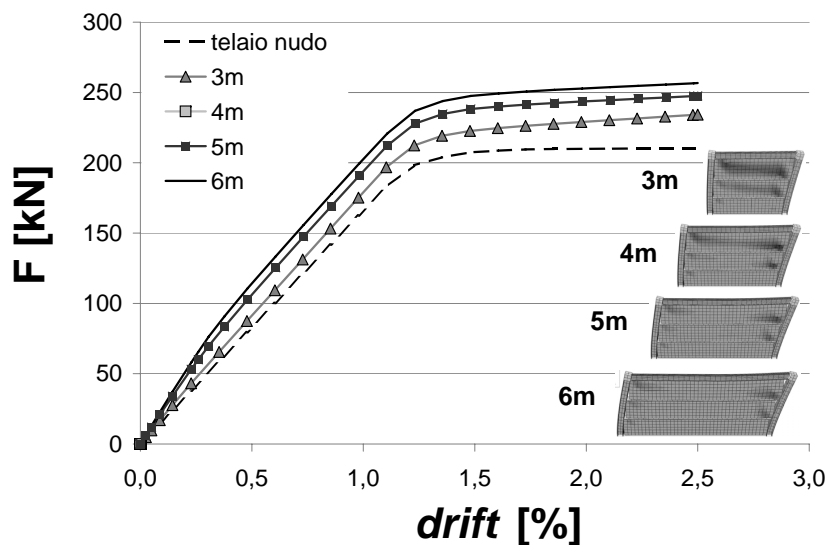


(b)

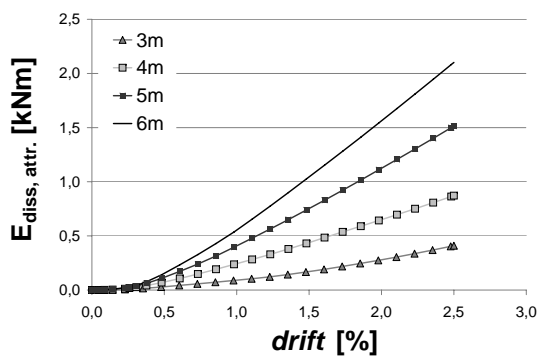
Figura C.10: Resistenza (a) e dissipazione per attrito (b) al variare dei cinematismi del portale.

Come si vede, le caratteristiche del tamponamento sono indipendenti dalla deformata del telaio.

**Luce portale** Si presenta di seguito (Figura C.11) l'effetto della variazione della luce del portale su resistenza e dissipazione per attrito, a completamento di quanto detto in Sezione 5.2.2.9.



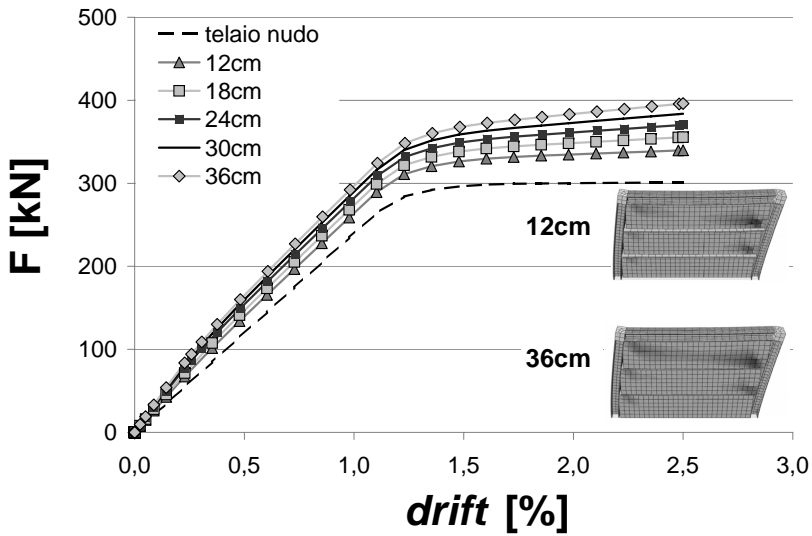
(a)



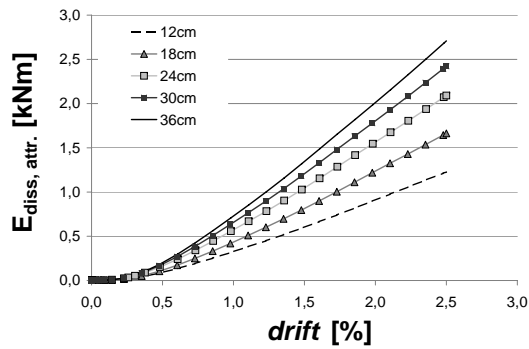
(b)

Figura C.11: Resistenza e danno (a) e dissipazione per attrito (b) al variare della luce del portale.

**Spessore tamponamento** Segue (Figura C.12) l'effetto della variazione di spessore del tamponamento resistenza e dissipazione per attrito, a completamento di quanto detto in Sezione 5.2.2.9.



(a)



(b)

Figura C.12: Resistenza e danno (a) e dissipazione per attrito (b) al variare dello spessore del tamponamento.



## Calibrazione parametri materiali non-lineari DIANA

Nel capitolo che segue sono brevemente riportati i test di calibrazione dei parametri meccanici non-lineari utilizzati per la terra cruda con il programma ad elementi finiti *DIANA 9.3*.

Come già affermato, tutte le non-linearità sono concentrate all'interfaccia (Figura D.1). I parametri non direttamente ottenibili per *fitting* sono stati stimati sulla base dei valori sensati da letteratura.

L'operazione di *fitting* non è stata raffinata eccessivamente per deliberata volontà, a causa della grande dispersione di valori ottenuti nelle prove sperimentali su assemblaggi. Anche in ragione del numero limitato di provini, non si è quindi ricorsi ad ottimizzazione dei parametri numerici.

I valori utilizzati per la caratterizzazione delle interfacce orizzontali (letti di malta) sono riportati in Tabella D.1. Per quel che concerne i giunti di testa si è optato per comportamento non-lineare solamente a trazione, con comportamento post-picco caratterizzato da *softening* lineare.

Da notare il valore di dilatanza “numerico” per la muratura in laterizio tarato sperimentalmente (DIANA (2008)), poco realistico, verosimilmente per ragioni di stabilità numerica.

Tabella D.1: Parametri non-lineari interfacce letti di malta in terra cruda e tutte interfacce laterizio, Diana 9.3.

		terra cruda	laterizio
$D_{11}$	[N/mm <sup>3</sup> ]	50	83
$D_{22}$	[N/mm <sup>3</sup> ]	15	36
$f_t$	[MPa]	0,015	0,25
$G_f$	[N/mm]	0,1	0,018
$c$	[MPa]	0,22	0,35
$\tan \phi_{pic}$		1,49	0,75
$\tan \psi$		0,20	0,60
$\tan \phi_{res}$		0,83	0,75
$\sigma_u$		-10	-1,3
$\delta$		0,5	5
$f_c$	[MPa]	1,27	8,5
$G_{f_c}$	[N/mm]	3	5
$C_s$		1	9
$\kappa_p$		2	0,093
$b$		0,05	0,05

## D.1 Compressione perpendicolare e parallela ai letti di malta

In questa fase sono stati calibrati i parametri relativi alla resistenza a compressione, in accordo con il modello di Figura D.2, per cui la funzione di snervamento vale:

$$f_3 = \sigma^2 + C_s \tau^2 - \sigma_c^2. \quad (D.1)$$

Stanti le seguenti relazioni:  $\bar{\sigma}_i = \frac{1}{3}f_c$ ,  $\bar{\sigma}_m = \frac{1}{2}f_c$ ,  $\bar{\sigma}_r = \frac{1}{7}f_c$ , le ordinate della curva non-lineare sono definite in funzione della resistenza di picco ( $f_c$ ). I parametri da definire sono quindi quelli dell'energia di frattura a compressione ( $G_{f_c}$ ), il contributo del taglio al collasso a compressione ( $C_s$ ), e la deformazione plastica al picco ( $\kappa_p$ ).

Ipotizzando un contributo piccolo del taglio alla variazione delle resistenza a compressione ( $C_s=1$ ), poichè si stima a priori un quadro fessurativo predominato dallo scorrimento attritivo lungo i giunti, il confronto sperimentale-

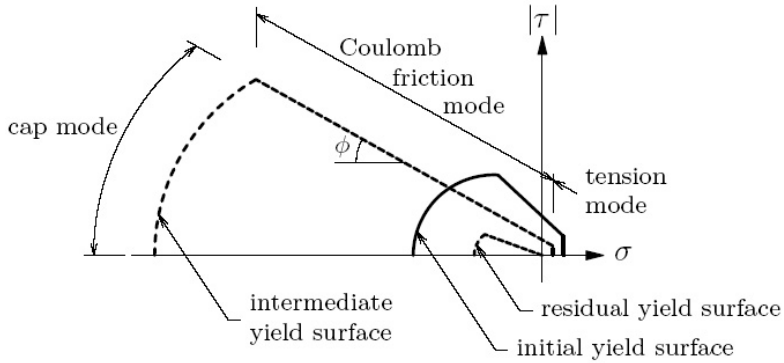


Figura D.1: Interfaccia combinata Cracking-Shearing-Crushing (DIANA (2008)).

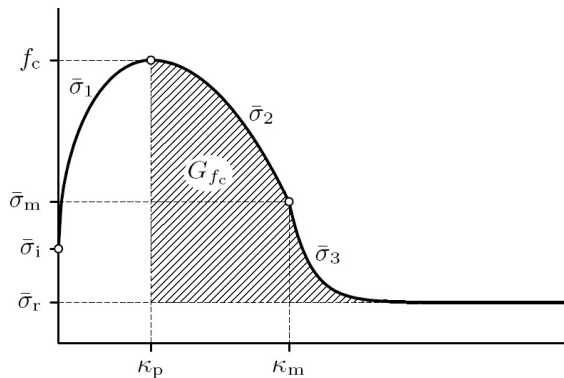


Figura D.2: Legge di hardening-softening per l'interfaccia a compressione, (DIANA (2008)).

numerico è presentato in Figura D.3 per la compressione perpendicolare ai letti di malta, Figura D.4 per la compressione perpendicolare ai giunti di testa.

## D.2 Comportamento a trazione muratura terra cruda

Sebbene il comportamento a trazione non sia stato indagato, una stima della resistenza a trazione in direzione perpendicolare ai letti di malta porta sensatamente ad un valore di 0,015 MPa. L'energia di frattura è stata fornita al fine di garantire stabilità numerica alla soluzione; il quantitativo elevato di energia rende il comportamento praticamente perfettamente plastico, nell'ipotesi



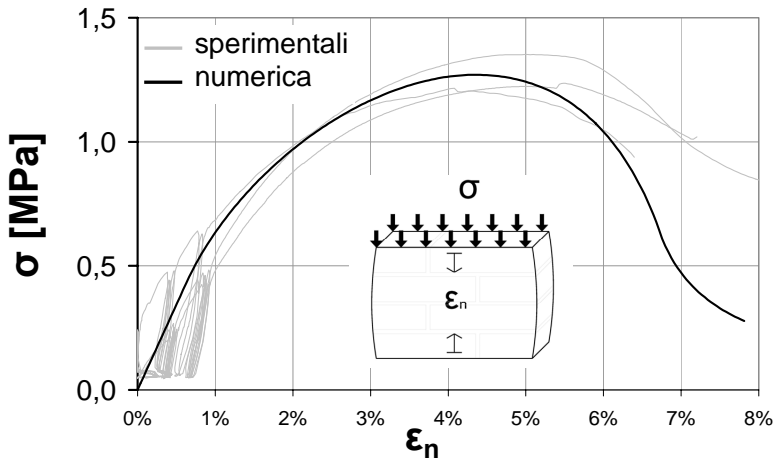


Figura D.3: Confronto sperimentale-numerico per prove di compressione perpendicolare ai letti di malta).

che comunque questo meccanismo di fessurazione sia secondario. Il modello prevede un *cut off* delle trazioni secondo la legge:

$$f_2 = \sigma - \sigma_t, \quad (D.2)$$

con degrado della resistenza secondo:

$$\sigma_t = f_{te}^{-\frac{f_t}{G_f} \kappa_2}. \quad (D.3)$$

Più interessante invece il meccanismo di fessurazione per trazione perpendicolare ai giunti di testa, a cui concorrono resistenza a trazione dei giunti di testa stessi, e resistenza a taglio e dilatanza (nel caso di confinamento) dei letti di malta. Il comportamento di tali giunti per semplicità è stato assunto elastico a taglio (poca sollecitazione attesa) ed a compressione (nessuna evidenza sperimentale di collasso per compressione), ma quasi-fragile a trazione. A fronte di una resistenza a trazione di 0,002 MPa, l'effetto della tessitura muraria permette una resistenza molto maggiore (Figura D.5(b)).

Il comportamento a pura trazione in direzione perpendicolare (a) e parallela in assenza di confinamento (b) ai letti di malta è mostrato in Figura D.5.

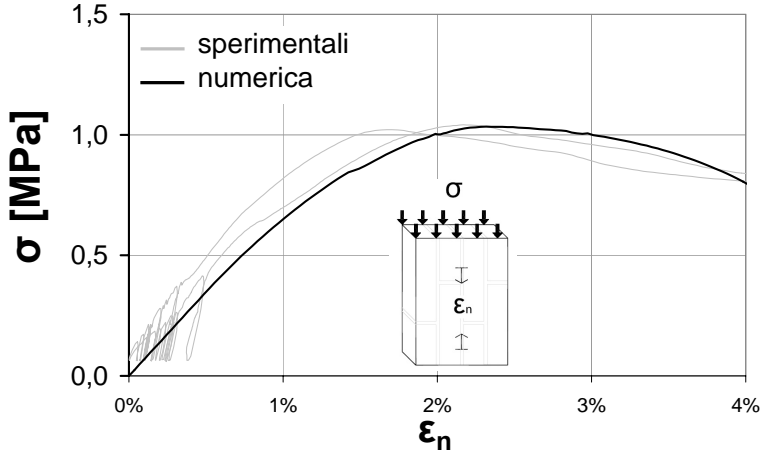


Figura D.4: Confronto sperimentale-numeric per prove di compressione parallela ai letti di malta).

### D.3 Comportamento a taglio doppietti muratura terra cruda

Lo scorrimento a taglio ha luogo quando viene violato il principio:

$$f = |\tau| + \sigma\Phi - c, \quad (\text{D.4})$$

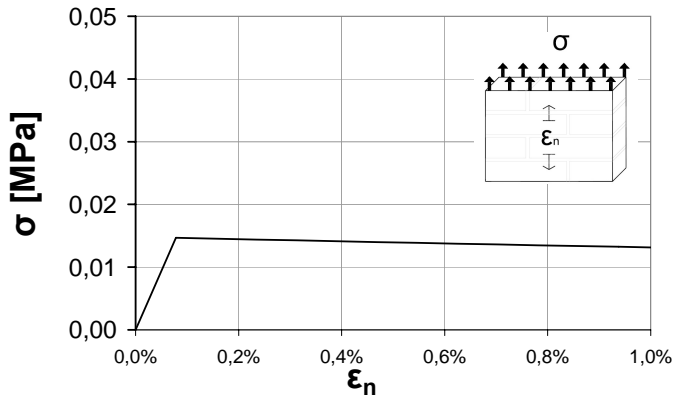
dove  $\Phi = \tan \phi$  e  $c$  è la coesione. L'evoluzione dei parametri è governata dall'energia di frattura di modo II ( $G_f^{II}$ ) secondo:

$$c(\sigma, \kappa) = c_0 e^{-\frac{c_0}{G_f^{II}} \kappa} \quad (\text{D.5})$$

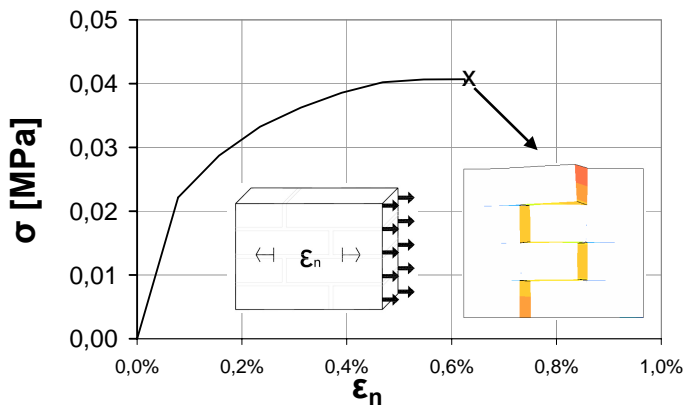
$$\Phi(\sigma, \kappa) = \Phi_0 + (\Phi_r - \Phi_0) \frac{c_0 - c}{c_0}. \quad (\text{D.6})$$

La calibrazione delle grandezze globali (legge di attrito e dilatanza) è basata sulle evidenze della sezione 3.3.2.4. La legge evolutiva del comportamento è stata dettata principalmente da motivi di stabilità numerica. Per questa ragione, ad esempio, l'energia di frattura di modo II ( $b$  di Tabella D.1) è stata considerata costante.

La modellazione del comportamento a taglio dei doppietti è più rigida in fase pre-picco rispetto alla realtà (Figura D.6), mentre il comportamento post-



(a)



(b)

Figura D.5: Comportamento a trazione simulato in direzione perpendicolare (a) e parallela (b) ai letti di malta.

picco tende ad essere meno fragile. tuttavia, per non introdurre ulteriori fonti di instabilità numerica l'approssimazione è stata ritenuta accettabile.

Per ottenere una modellazione più realistica si sarebbe dovuto considerare la geometria reale degli *adobe*, cosa pressochè impossibile anche in approccio statistico.

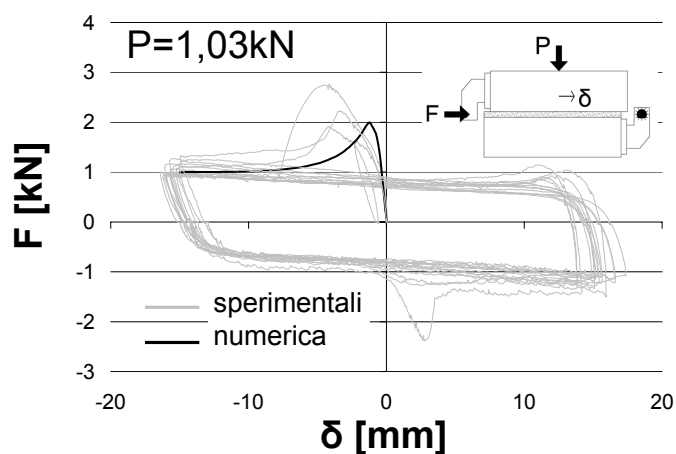
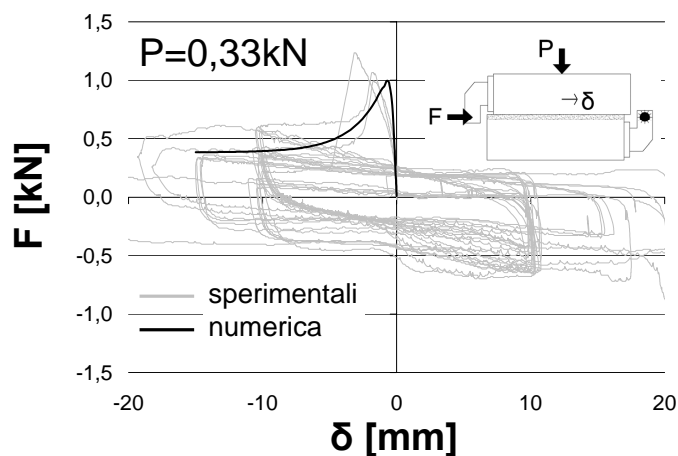
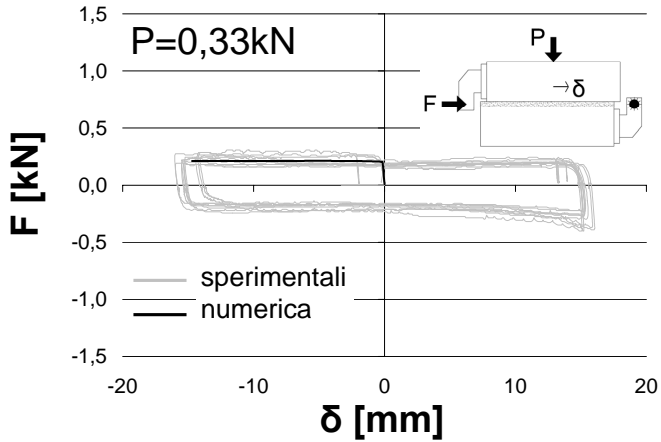


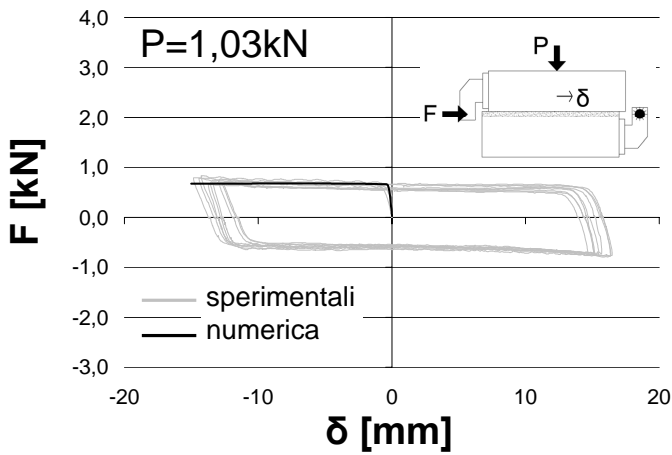
Figura D.6: Comportamento a taglio di doppietti per forza di confinamento bassa (0,33 kN, a) e media (1,03 kN, b).

Il legame costitutivo dell'interfaccia con partizione è in pratica un legame alla *Coulomb* non coesivo (Figura D.7), ma con un limite alla resistenza a

compressione *cap*, come specificato nella sezione precedente.



(a)



(b)

Figura D.7: Comportamento a taglio di doppietti con partizione in legno per forza di confinamento bassa (0,33 kN, a) e media (1,03 kN, b).

Nelle analisi alla scala strutturale su tamponamenti in terra cruda è stato utilizzato il valore di dilatanza riportato in Tabella D.1 (ove non direttamente specificato) per motivi di stabilità numerica.

## Bibliografia

- Abaqus (2007). ABAQUS Version 6.7 User's Manual. *Pawtucket, RI, USA*.
- Abdou L.; Saada R.; Meftah F.; Mebarki A. (2006). Experimental investigations of the joint-mortar behaviour. *Mechanics Research Communications*, **33**(3), 370–384.
- Achenza M. (2003). The use of *adobe* in the traditional buildings of Sardinia. Typological and construction innovation between XIX<sup>th</sup> and XIX<sup>th</sup> Century. In *Proceedings of the First International Congress on Construction History*.
- Achenza M.; Atzeni C.; Mocci S.; Sanna U. (2008). Il manuale tematico della terra cruda: caratteri, tecnologie, buone pratiche.
- Adalberth K. (1996). Energy demand during the life cycle of a building. In *CIB Symposium Energy Mass and Flow in the life Cycle of building, Vienna*.
- Adalberth K.; Almgren A.; Petersen E. (2001). Life cycle assessment of four multi-family buildings. *International Journal of Low Energy and Sustainable Buildings*, **2**.
- Al-Chaar G.; Issa M.; Sweeney S. (2002). Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering*, **128**(8), 1055–1063.
- Alberti L. (1989). *L'architettura (De re aedificatoria, 1450)*. Edizioni Il Polifilo.

- Amanat K. M.; Hoque E. (2006). A rationale for determining the natural period of RC building frames having infill. *Engineering structures*, (28), 495–502.
- Angel R.; Abrams D.; Shapiro D.; Uzarski J.; Webster M. (1994). Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills. *Structural Research Series Report*, **589**.
- Asteris P. (2003). Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames. *Journal of structural engineering*, **129**(8), 1071–1079.
- Atkinson R.; Amadei B.; Saeb S.; Sture S. (1989). Response of masonry bed joints in direct shear. *Journal of Structural Engineering*, **115**(9), 2276–2296.
- Backes H. (1985). *On the behavior of masonry under tension in the direction of the bed joints*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Aachen University of Technology.
- Baldacci O. (1958). L'Ambiente geografico della casa di terra in Italia. *Studi geografici pubblicati in onore del Prof. Renato Biasutti. Rivista Geografica Italiana*, **65**, 13–43.
- Barbisan U. (1997). Il terremoto e le tecniche costruttive a Reggio Calabria e Messina nel 1908. *Costruire in laterizio*, (56), 116–121.
- Bashandy T.; Rubiano N.; Klingner R. (1995). Evaluation and analytical verification of infilled frame test data. *Report No. 95*, **1**.
- Bei G.; Papayianni I. (2003). Compressive strength of compressed earth block masonry. In *Proceedings of VIII International conference on structural studies, repairs and maintenance of heritage architecture, Halkidiki, Grece*.
- Belleri A. (2009). *Displacement based design for precast concrete structures*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Università degli studi di Bergamo.
- Bianchi D.; Zanchini E. (2005). *Ambiente Italia 2005*. Edizioni Ambiente, Milano.

- Binda L.; Fontana A.; Frigerio G. (1988). Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics. *Brick and Block Masonry (8th IBMAC) London, Elsevier Applied Science*, **1**, 205–216.
- Binici H.; Aksogan O.; Shah T. (2005). Investigation of fibre reinforced mud brick as a building material. *Construction and building materials*, **19**(4), 313–318.
- Binici H.; Aksogan O.; Bodur M. N.; Akca E.; Kapur S. (2007). Thermal isolation and mechanical properties of fibre reinforced mud bricks as wall materials. *Construction and Building Materials*, **21**(4), 901–906.
- Binici H.; Aksogan O.; Bakbak D.; Kaplan H.; Isik B. (2009). Sound insulation of fibre reinforced mud brick walls. *Construction and Building Materials*, **23**(2), 1035–1041.
- Biondi S.; Colangelo F.; Nuti C. a. c. d. (2000). *La risposta sismica dei telai con tamponature murarie*. CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti, Roma. 179pp.
- Blondet M.; Vargas J.; Tarque N. (2008). Observed behaviour of earthen structures during the Pisco earthquake (Peru). In *The 14th World conference on Earthquake Engineering*.
- Bollini G., (A cura di) (2006). *Costruire in terra cruda oggi*.
- Bosia D. (2009). Guida al recupero dell'architettura in terra cruda nel Piemonte Sud-Occidentale. In *Mediterra 2009*.
- Brandtzaeg R.; Brown R.; Richart F. (1928). A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses. *University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin*, **185**, 104.
- Breymann G. (2003). *Muri: costruzioni in mattoni ed in pietre artificiali e naturali (1885)*. Dedalo.
- Briccoli Bati S. (2004). comportamento meccanico del materiale da costruzione terra cruda e di modelli in scala di elementi murari in *adobe*. In *La costruzione in terra cruda in Italia: verso una normativa nazionale, Vol. 2*.



- Buchanan A.; Deam B.; Fragiaco M.; Pampanin S.; Palermo A. (2008). Multi-Storey Prestressed Timber Buildings in New Zealand. *Structural Engineering International*, **18**(2), 166–173.
- Bugini R.; Biondelli D.; Folli L. (2009). L'architettura in terra nella pianura padana (Italia sett.): gli edifici in mattoni crudi nella provincia di Cremona. In *Mediterra 2009*.
- Buonopane S.; White R. (1999). Pseudodynamic testing of masonry infilled reinforced concrete frame. *Journal of structural engineering*, **125**(6), 578–589.
- Byrne G. (1986). Ricostruire nella città: la Lisbona di Pombal - Rebuilding in the city: Pombal's Lisboa. *Lotus international*, (51), 7–23.
- Calderini C.; Lagomarsino S. (2008). Continuum model for in-plane anisotropic inelastic behavior of masonry. *Journal of structural engineering*, (134).
- Campioli A.; Ferrari S.; Lavagna M. (2006). Gli involucri edilizi e il rendimento energetico degli edifici. *Costruire in laterizio*, (111), 64–69.
- Campioli A.; Ferrari S.; Lavagna M. (2007a). Il comportamento energetico-ambientale di involucri in laterizio. *Costruire in laterizio*, (120), 58–65.
- Campioli A.; Ferrari S.; Lavagna M. (2007b). L'evoluzione del d.lgs. 192/2005. verifiche ed orientamenti. *Costruire in laterizio*, (116), 68–75.
- Carbone I.; Fiore A.; Pistone E. (2001). Le costruzioni in muratura. *Hoeppli, Milano*.
- Cardoso R.; Lopes M.; Bento R. (2004). Earthquake resistant structures of portuguese old 'pombalino' buildings. In *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver B. C., Canada*.
- Carletti C.; Cellai G.; Raffellini G.; Sciarpi F.; Secchi S. (2004). Sulle prestazioni del sistema edificio-impianto: dagli edifici tradizionali a quelli "passivi". In *Proceedings of Climamed 2004*.
- CEB Task Group III/6 (1996). *RC frames under earthquake loading: state-of-the-art report, Bulletin 231*. Thomas Telford Publishing.

- 
- Ceccotti A.; Follesa M.; Lauriola M. (2007). *Le strutture di legno in zona sismica: criteri e regole per la progettazione e il restauro*. CLUT.
- CEN (2003). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Draft No6. prEN 1998-1*. Brussels.
- Chaker A.; Cherifati A. (1999). Influence of masonry infill panels on the vibration and stiffness characteristics of R/C frame buildings. *earthquake engineering and structural dynamics*, **28**, 1061–1065.
- Colajanni P.; Impollonia N.; Papia M. (2008). Effetti delle incertezze nella modellazione dei tamponamenti sull'efficacia dei criteri di progettazione di telai in c.a. In *Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.* Polimetrica.
- Colangelo F. (2005). Pseudo dynamic seismic response of reinforced concrete frames infilled with non-structural brick masonry. *Earthquake engineering and structural dynamics*, (34), 1219–1241.
- Coluomb C. (1821). *Théorie des machines simples*.
- Consiglio dei Ministri (2006). Ordinanza 3274: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*.
- Crocker E. (2003). Earthen architecture and seismic codes; lessons from the field. In *Proceedings of VIII International conference on structural studies, repairs and maintenance of heritage architecture, Halkidiki, Grece*.
- Da Porto F.; Barbiero E.; Dalla Benedetta M.; Modena C. (2007). Comportamento fuori piano di tamponamenti in muratura di laterizio. *Costruire in laterizio*, (117), 58–65.
- D'Ayala D.; Worth J.; Riddle O. (2009). Realistic shear capacity assessment of infill frames: Comparison of two numerical procedures. *Engineering Structures*, **31**(8), 1745–1761.

- De la Faye M. (1778). Memoria per servire di continuazione alle ricerche sul modo onde i romani preparavano la calce ad uso delle costruzioni, e sulla composizione ed uso di essa. Stamperia reale, 8.
- Decanini L.; Liberatore L. (2008). Il ruolo delle tamponature nella risposta sismica delle strutture intelaiate. In *Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.* Polimetrica.
- Degirmenci N. (2008). The using of waste phosphogypsum and natural gypsum in adobe stabilization. *Construction and Building Materials*, **22**(6), 1220–1224.
- Demir I. (2008). Effect of organic residues addition on the technological properties of clay bricks. *Waste management*, **28**(3), 622–627.
- Dhanasekhar M.; Page A. (1986). The influence of brick masonry infill properties on the behaviour of infilled frames. In *ICE Proceedings*, volume 81, pp. 593–605. Thomas Telford-ICE Virtual Library.
- DIANA (2008). *User's Manual*. TNO DIANA, Delft, Release 9.3.
- Dlgs n°192 (2005). Attuazione della direttiva 2002/91/CE relativa al rendimento energetico nell'edilizia.
- Doat P.; Hays A.; Houben H.; Matuk S.; Vitoux F. (1991). *Building with earth*. The mud village society.
- Doğangün A.; İskender Tuluk Ö.; Livaoğlu R.; Acar R. (2006). Traditional wooden buildings and their damages during earthquakes in Turkey. *Engineering failure analysis*, (13), 981–996.
- Dolce M.; Cardone D.; Ponzo F.; Valente C. (2005). Shaking table test on reinforced concrete frames without and with passive control systems. *Earthquake engineering and structural dynamics*, **34**, 1687–1717.
- Dolšek M.; Fajfar P. (2008). The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment. *Engineering Structures*.
- Dolšek M.; Fajfar P. (2004). Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **33**, 1395–1416.

- 
- Doudoumis I. (2007). Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frames under monotonic loading. *Engineering Structures*, **29**(6), 1004–1024.
- Durrani A.; Luo Y. (1994). Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. *Proceedings from the NCEER workshop on seismic response of masonry infills*.
- El-Dakhkhni W.; Elgaaly M.; Hamid A. (2003). Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of Structural Engineering*, **129**(2), 177–185.
- Ellul F.; D'Ayala D. (2003). The Bingol, Turkey earthquake of the 1<sup>st</sup> of may 2003. Field report, Architecture and civil engineering department, University of Bath.
- ENEA F.IN.CO. e Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio (2004). *Libro bianco energia, ambiente, edificio: dati, criticità e strategie per l'efficienza energetica del sistema edificio*. Il Sole 24 Ore, Milano.
- Erdik M.; Sesetyan K.; Demircioglu M.; Celep U.; Biro Y.; Uckan E. (2003). Sultandagi report - Turkey. Department of Earthquake Engineering, Kandilli Obs. and Earthquake Res. Ins., Bogazici University.
- Fardis M. (1996). Experimental and Numerical Investigations on the Seismic Response of RC Infilled Frames and Recommendations for Code Provisions. *ECOEST/PREC*, **8**.
- Fardis M.; Bousias S.; Franchioni G.; Panagiotakos T. B. (1999). Seismic response and design of RC structures with plan-eccentric masonry infills. *Earthquake engineering and structural dynamics*, **28**, 173–191.
- Feist W. (1996). Life-cycle energy balances compared: low-energy house, passive house, self-sufficient house. In *Proceedings of the international symposium of CIB W67, Vienna, Austria*, pp. 183–190.
- Flanagan R.; Bennett R. (1999). Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, **125**, 236.

- Fontaine L. (2004). Cohésion et comportement mécanique de la terre comme matériau de construction.
- Gálligo P. L. (2005). *Un techo para vivir*. Edicions UPC (Universitat Politècnica de Catalunya).
- Gargari C. (2006). Laterizio: energia e qualità dell'abitare. *Costruire in laterizio*, (112), 62–67.
- Ghavami K.; Toledo Filho R. D.; Barbosa N. P. (1999). Behaviour of composite soil reinforced with natural fibres. *Cement and Concrete Composites*, **21**(1), 39–48.
- Gülhan D.; İnci Özyörük G. (2000). The behaviour of traditional building system against earthquake and its comparison to reinforced concrete frame systems; experiences of Marmara earthquake damage assesment studies in Kocaeli and Sakarya. In *Proceedings of International Conference on the Seismic Performance of Traditional Buildings, Istanbul, Turkey*.
- Gülkan P.; Langenbach R. (2004). The earthquake resistance of traditional timber and masonry dwellings in Turkey. In *Proceedings of 13th conference on earthquake engineering, Vancouver*.
- Goromosov M. S. (1969). *The physiological basis of health standards for dwellings*. World Health Organization, Public health papers, Vol. 33, Geneva.
- Grant D.; Blandon C.; Priestley M. (2004). Modelling inelastic response in direct displacement-based design. *Report No. ROSE 2004*, **2**.
- Gutierrez J. (2004). Notes on the Seismic Adequacy of Vernacular Buildings. In *13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver. BC Canada August*, pp. 1–6.
- Hashemi A.; Mosalam K. (2006). Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall. *Earthquake engineering and structural dynamics*, **35**, 1827–1852.

- 
- Hilsdorf H. K. (1969). Investigation into the failure of brick masonry loaded in axial compression. *Designing, engineering and constructing with masonry products*, pp. 34–41.
- Holmes M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling. In *Proceedings Inst. Civ. Eng., Struct. Build.*, volume 19.
- Hughes R. (2000). Cator and Cribbage Construction of Northern Pakistan. In *Earthquake Safe Conference, Istanbul*.
- Iervolino I.; Maddaloni G.; Cosenza E. (2007). Accelerogrammi naturali compatibili con le specifiche dell'OPCM 3431 per l'analisi sismica delle strutture. *XII Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia, Pisa, Italy*.
- International Conference of Building Officials (1997). *Uniform building code*. California, Wilier.
- Isik B.; Tulbentci T. (2008). Sustainable housing in island conditions using Alker-gypsum-stabilized earth: A case study from northern Cyprus. *Building and Environment*, (1), 1.
- Jacobsen L. (1930). Steady forced vibration as influenced by damping. *Trans. ASME*, **52**, 169–181.
- Jacobsen L. (1960). Damping in composite structures. In *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, volume 2, pp. 1029–1044.
- Jurina L.; Righetti M. (2000). Traditional building in Perù. In *Proceedings of International Conference on the Seismic Performance of Traditional Buildings, Istanbul, Turkey*.
- Klingner R. E.; Bertero V. V. (1978). Earthquake resistance of infilled frames. *Journal of the structural division, Proceedings of the ASCE*, **104**(ST6), 973–989.
- Kose M. M. (2009). Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls. *Engineering Structures*, **31**(1), 93–102.

- Krnjetin S.; Folić R. (2005). Building of low - energy structures by use of earth. In *Proceedings of International conference - Men and Environment Restraints in Science, Industry/Economy and Politics, Temisoara*.
- Langenbach R. (2000). Saga of the half-timbered skyscraper: what does half-timbered construction have to do with the Chicago Frame? In *Proceedings of International Conference on the Seismic Performance of Traditional Buildings Istanbul, Turkey*.
- Langenbach R. (2003). Crosswalls instead of shearwalls. In *Proceedings of 5<sup>th</sup> National Conference on Earthquake Engineering, 26-30 May 2003, Istanbul, Turkey*.
- Langenbach R. (2005a). Armature crosswall - how pre-modern construction practices may hold the key to avoiding the collapse of vulnerable urban housing blocks. In *Proceedings of Joint US-India Symposium on Urban Housing and Infrastructure in New Delhi, India*.
- Langenbach R. (2005b). La dinamica dei suoli e gli effetti del sisma sull'architettura di terra della cittadella di Bam. In *Master Universitario in "Conservazione e recupero dell'edilizia storica", Facoltà di Architettura dell'Università degli Studi di Chieti-Pescara*.
- Langenbach R. (2006). From "Opus Craticium" to the "Chicago Frame": earthquake resistant traditional construction. In *Proceedings of Structural analysis of historical constructions, New Dehli*.
- Lee H.-S.; Woo S.-W. (2002). Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing. *Earthquake engineering and structural dynamics*, (31), 353-378.
- Legge 10 (1991). Norme in materia di uso razionale dell'energia, di risparmio energetico e di sviluppo delle fonti rinnovabili di energia.
- Legge 615 (1966). Provvedimenti contro l'inquinamento atmosferico.
- Legge ordinaria del parlamento n°373 (1976). Norme per il contenimento del consumo energetico per usi termici negli edifici.

- 
- Lenczner D. (1972). Elements of load bearing brickwork. *Pergamon Press. Oxford, (SW/116)*, **113**.
- Lofti H.; Shing P. (1994). Interface model applied to fracture of masonry structures. *Journal of Structural Engineering*, **120**(1), 63–80.
- Lourenço P.; Ramos L. (2004). Characterization of cyclic behavior of dry masonry joints. *Journal of Structural Engineering*, **130**, 779.
- Lourenço P.; Barros J.; Oliveira J. (2004). Shear testing of stack bonded masonry. *Construction and Building Materials*, **18**(2), 125–132.
- Lourenço P. (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Tesi di Dottorato di Ricerca.
- Lourenço P.; Rots J. (1997). Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of engineering mechanics*, **123**(7), 660–668.
- Lourenço P.; De Borst R.; Rots J. (1997). A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. *International journal for numerical methods in engineering*, **40**(6), 4033–4057.
- Lourenço P.; Rots J.; Blaauwendraad J. (1998). Continuum model for masonry: parameter estimation and validation. *Journal of structural engineering*, **124**(6), 642–652.
- Luciano R.; Sacco E. (1997). Homogenization technique and damage model for old masonry material. *International Journal of solids and structures*, (34), 3191–3208.
- Madan A.; Reinhorn A. M.; Mander J. B.; Valles R. E. (1997). Modeling of masonry infill panels for structural analysis. *Journal of structural engineering, ASCE*, **123**(10), 1295–1302.
- Magenes G.; Calvi G. M. (1997). In-plane response of brick masonry walls. *Earthquake engineering and structural dynamics*, (26), 1091–1112.
- Mainstone R. J. (1974). Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames. *Building Research Establishment, Current Paper CP13/74*.



- Makarios T.; Demosthenous M. (2006). Seismic response of traditional buildings of Lefkas Island, Greece. *Engineering Structures*, **28**(2), 264–278.
- Mann W.; König G.; Ötes A. (1988). Tests of masonry walls subjected to seismic forces. *Brick and Block Masonry(8 th IBMAC) London, Elsevier Applied Science*, **2**, 764–773.
- Massart T.; Peerlings R.; Geers M.; Gottcheiner S. (2005). Mesoscopic modeling of failure in brick masonry accounting for three-dimensional effects. *Engineering Fracture Mechanics*, **72**, 1238–1253.
- Mattone R. (2001). La terra cruda, tra tradizione e innovazione. *L'industria dei laterizi*, (71), 313–320.
- Medola M. (2007). Prestazioni termiche dell'involucro edilizio. *Costruire in laterizio*, (118), 62–67.
- Mehrabi A.; Shing P. (1997). Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, **123**(5), 604–613.
- Mehrabi A.; Shing P.; Schuller M.; Noland J. (1996). Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of structural engineering*, **122**(3), 228–237.
- Mešić E. (2003). Analysis of timber frames with localized nonlinearities. *Facta universitatis-series: Architecture and Civil Engineering*, **2**(5), 307–320.
- MIDAS (2008). MIDAS/GEN. *V 7.4.1 Users Manual*.
- Millogo Y.; Hajjaji M.; Ouedraogo R. (2008). Microstructure and physical properties of lime-clayey adobe bricks. *Construction and Building Materials*, **22**(12), 2386–2392.
- Minke G. (2006). *Building with earth: design and technology of a sustainable architecture*. Birkhauser.
- Mohebkhah A.; Tasnimi A.; Moghadam H. (2008). Nonlinear analysis of masonry-infilled steel frames with openings using discrete element method. *Journal of Constructional Steel Research*, **64**(12), 1463–1472.

- 
- Morel J.; Mesbah A.; Oggero M.; Walker P. (2001). Building houses with local materials: means to drastically reduce the environmental impact of construction. *Building and environment*, **36**, 1119–1126.
- Mosalam K.; White R.; Gergely P. (1997). Static response of infilled frames using quasi-static experimentation. *Journal of structural engineering*, **123**(11), 1462–1469.
- Negro P.; Verzelletti G. (1996). Effect of infills on the global behaviour of R/C frames: Energy considerations from pseudodynamic tests. *Earthquake engineering and structural dynamics*, **25**, 753–773.
- Oden J.; Pires E. (1983). Nonlocal and nonlinear friction laws and variational principles for contact problems in elasticity. *Journal of Applied Mechanics*, **50**(1), 67–76.
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri (2005). Ulteriori modifiche ed integrazioni all’Ordinanza n. 3274 del 20/3/2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”. *Gazzetta Ufficiale*, **107**.
- Paikara S. (2005). In plane lateral resistance of masonry confined by grid elements.
- Paikara S.; Rai D. C. (2006). Confining masonry using pre-cast RC element for enhanced earthquake resistance. In *Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA*.
- Palumbo E. (2006). Costo globale di soluzioni tecniche di involucro. *Costruire in laterizio*, (109), 64–67.
- Papia M.; Cavaleri L. (2000). Effetto irrigidente dei tamponamenti nei telai in c.a. <http://wpage.unina.it/reluis/pdf/Cavaleri/>.
- Papia M.; Failla A.; Cavaleri L. (2002). Risposta sismica di telai tamponati in c.a.: Modellazione e sperimentazione. <http://wpage.unina.it/reluis/pdf/Cavaleri/>.

- Parra-Saldivar M. L.; Batty W. (2006). Thermal behaviour of *adobe* constructions. *Building and Environment*, (41), 1892–1904.
- Paul W. L.; Taylor P. A. (2008). A comparison of occupant comfort and satisfaction between a green building and a conventional building. *Building and Environment*, (1), 1.
- Paulay T.; Priestley M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons.
- Perera R. (2005). Performance evaluation of masonry-infilled RC frames under cyclic loading based on damage mechanics. *Engineering Structures*, **27**(8), 1278–1288.
- Perrotti A.; Pisano P. (1999). *Case in terra cruda - Diffusione degli insediamenti in Abruzzo*. Regione Abruzzo, Assessorato Urbanistica, Beni Ambientali, Parchi, Riserve Naturali, Cultura.
- Piazza M.; Tomasi R.; Modena R. (2005). Strutture in legno. *Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee*, Ulrico Hoepli, Milan, Italy.
- Polastri A.; Tomasi R.; Piazza M.; Smith I. (2008). Ductility of moment resisting dowelled connections in heavy timber structures In *International Council for Building Research Studies and Documentation*. A cura di Structures W. C. W.-T., St.Andrews, Canada.
- Polyakov S. (1960). On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. *Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco, Calif.*
- Pompeu Santos S. (1997). Ensaio de paredes pombalinas. Relazione Tecnica 15/97 - NCE, Ministerio do equipamento, do planeamento e da administração do territorio, laboratorio nacional de engenharia civil, Lisboa.
- Priestley M. (2003). *Myths and fallacies in earthquake engineering revisited*. IUSS press.
- Pui Ling N. (2005). *Determination of optimum concentration of lime solution for soil stabilization*. Tesi per Master, Uiversiti Teknologi Malaysia, Faculty of civil engineering.

- 
- Ramos L.; Lourenço P. B. (2000). Análise das técnicas de construção pombalina e apreciação do estado de conservação estrutural do quarteirão do martinho da arcada. *Engenharia Civil*, (7), 35–46.
- Rees S. W.; Zhou Z.; Thomas H. (2001). The influence of soil moisture content variations on heat losses from earth-contact structures: an initial assessment. *Building and Environment*, (36), 157–165.
- Riddington J.; Fong H.; Jukes P. (1997). Numerical study of failure initiation in different joint shear tests. *Masonry International*, **11**(2), 44–50.
- Riva P. (2006). Appunti del corso di sismica.
- Robboni F. C. (2007). Terrarossa, le case di terra della Frasceta, Storia, Cultura e Paesaggio. Alessandria.
- Rondelet J. (1832). *Trattato teorico e pratico dell'arte di edificare*. A cura di B. Soresina, Mantova.
- Saneinejad A.; Hobbs B. (1995). Inelastic design of infilled frames. *Journal of structural engineering, ASCE*, **121**(4), 634–650.
- Sartori I.; Hestnes A. (2007). Energy use in the life cycle of conventional and low-energy buildings: a review article. *Energy and buildings*, **39**, 249–257.
- Shames I.; Cozzarelli F. (1992). *Elastic and inelastic stress analysis*. Prentice Hall Englewood Cliffs, New Jersey.
- Shing P.; Mehrabi A. (2002). Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Progress in Structural Engineering and Materials*, **4**(3).
- Stafford Smith B. (1962). Lateral stiffness of infilled frames. *Journal of the Structural Division, ASCE*, **88**(6), 183–199.
- Stafford Smith B. (1966). Behavior of square infilled frames. *Journal of the structural division, Proceedings of the ASCE*, **92**(ST1), 381–403.
- Su R.; Chandler A.; Sheikh M.; Lam N. (2005). Influence of non-structural components on lateral stiffness of tall buildings. *The Structural design of tall and special buildings*, **24**, 143–164.

- Suzuki Y.; Maeno M. (2006). Structural mechanism of traditional wooden frames by dynamic and static tests. *Structural Control and Health Monitoring*, **13**(1).
- Tassios T. (1988). *Meccanica delle murature*. Liguori editore.
- Thormark C. (2001). Conservation of energy and natural resources by recycling building waste. *Resources, conservation and recycling*, **33**, 113–130.
- Thormark C. (2002). A low energy building in a life cycle - its embodied energy, energy need for operation and recycling potential. *Building and environment*, **37**, 429–435.
- Thormark C. (2006). The effect of material choice on the total energy need and recycling potential of a building. *Building and environment*, **41**, 1019–1026.
- Tobriner S. (1997). La casa baraccata: un sistema antisismico nella calabria del XVIII secolo. *Costruire in laterizio*, (56), 110–115.
- Tolles E.; Kimbro E.; Ginell W. (2002). *Planning and engineering guidelines for the seismic retrofitting of historic adobe structures*. Getty Conservation Institute, Los Angeles.
- Tomasi R.; Zandonini R.; Piazza M.; Andreolli M. (2008). Ductile end connections for glulam beams. *Structural Engineering International*, **18**(3), 290–296.
- Tomažević M.; Lutman M. (1999). Seismic behavior of masonry walls: modeling of hysteretic rules. *Journal of Structural Engineering*, **122**(9), 1048.
- Tomažević M.; Lutman M.; Petković L. (1996). Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation. *Journal of structural engineering*, **122**(9), 1040–1047.
- Torricelli M.; Palumbo E.; De Cristofaro L. (2007a). Ciclo di vita di edifici in laterizio: analisi integrata ambiente, energia e costi. *Costruire in laterizio*, (118), 54–61.
- Torricelli M.; Gargari C.; Palumbo E. (2007b). Valutazione ambientale nel ciclo di vita dei prodotti in laterizio. *Costruire in laterizio*, (116), 60–67.

- 
- UNI EN 1015-11 (2006). Metodi di prova per malte per opere murarie - parte 11: Determinazione delle resistenze a flessione e a compressione della malta indurita.
- UNI EN 13412 (2003). Metodi di prova - determinazione del modulo elastico in compressione.
- van der Pluijm R. (1992). Material properties of masonry and its components under tension and shear. In *6<sup>th</sup> Canadian Masonry Symposium*, pp. 675–686.
- van Zijl G. (1999). *Computational modelling of masonry creep and shrinkage*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Technische Universiteit Delft.
- Varum H.; Costa A.; Silveira D.; Pereira H.; Almeida J.; Martins T. (2007). Structural behaviour assessment and material characterization of traditional adobe constructions. In *AdobeUSA*. NNMC and Adobe Association of the Southwest, El Rito, NM.
- Vitruvio (1997). *De Architectura, a cura di P. Gros, trad. A. Corso e E. Romano*. Giulio Einaudi Editore.
- Walker R.; Morris H. (1998). Development of new performance based standards for earth building. *Proceedings of the Australasian Structural Engineering Conference*, **1**, 477–84.
- Yetgin, S.; Çavdar, Ö.; Çavdar, A. (2008). The effects of the fiber contents on the mechanic properties of the adobes. *Construction and building materials*, **22**(3), 222–227.
- Zarnic R.; Gostic S. (1997). Masonry infilled frames as an effective structural subassemblage. *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, (eds.) P. Fajfar and H. Krawinkler, Balkema, Rotterdam, pp. 335–346.